CZASOPISMO TECHNICZNE

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY ZAGADNIENIOM TECHNIKI I ARCHITEKTURY

Rok 60 Kraków, Maj—Czerwiec 1947 Nr. 5—6

Dr. Inż. TOMASZ KLUZ — Prof. Politechniki, Warszawa

OBLICZENIE RAM CIĄGŁYCH METODĄ WTÓRNYCH REAKCYJ

A) Wstęp

Metoda wtórnych reakcyj w zastosowaniu do belek ciągłych[1]) i ram jednoprzęsłowych[2]) daje stosunkowo proste sposoby wyznaczenia wartości szukanych momentów podporowych wzgl. narożnych. Metoda ta sprowadza się do wyrównania podzielonych (zredukowanych) przez sztywność EJ powierzchni momentów zginających (dodatnich z ujemnymi) między punktami największych ugięć dwóch sąsiednich przęseł (belka ciągła, ramy o nieprzesuwnych narożach) względnie — dwóch sąsiednich słupów ustroji ramowych o przesuwnych narożach[2]). W ramie wieloprzęsłowej jak np. w ramie trójprzęsłowej według fig. 1. wyrównanie zredukowanych powierzchni momentów zginających ma miejsce między punktami 1 i 2, 2 i 3 oraz 3 i 4, Otrzymujemy 3 równania wtórnych reakcyj w postaci ogólnej:

$$
(1)\ldots \quad \begin{cases} \dfrac{\Sigma R_A}{EJ} + \dfrac{\Sigma R_B}{EJ} = 0 \qquad \dfrac{\Sigma R_C}{EJ} + \dfrac{\Sigma R_D}{EJ} = 0 \\ \dfrac{\Sigma R_B}{EJ} + \dfrac{\Sigma R_C}{EJ} = 0 \end{cases}
$$

gdzie przez R_A, R_B oznaczono reakcje wtórne (reakcje pomyślanych jako obciążenie powierzchni momentów zginających) w narożach A, B....

Przez rozwiązanie powyższych równań i zastosowanie warunków równowagi otrzymujemy wartości szukanych momentów narożnych ramy.

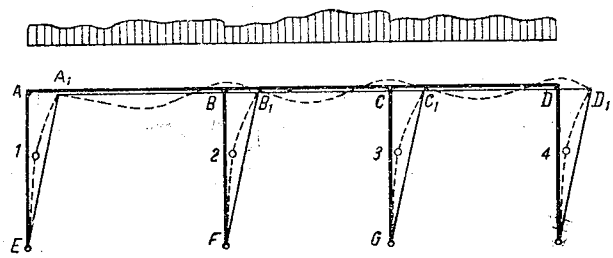


Fig. 1.

Ponieważ przy obliczeniu ram mamy najczęściej do czynienia z obciążeniami ruchomymi, korzystniejsze więc będzie rozłożenie toku obliczeń na 2 etapy, a mianowicie:

Obliczenie I.

Zniesienie przesunięć ramy przez założenie poziomej podpory np. w narożu C. (por. fig. 8) i obliczenie danej ramy jako ramy o nieprzesuwnych narożach przy pomocy równań wtórnych reakcyj w każdym narożu.

Obliczenie II.

Usunięcie pomyślanej podpory zastosowanej w obliczeniu I, zaczepienie w tym miejscu siły przesuwnej H. (np. jak w fig. 8) o wartości równej reakcji pomyślanej podpory ale o kierunku przeciwnym (H = —V.) i obliczenie momentów występujących w tej ramie pod tą siłą.

Dla otrzymania tych dodatkowych momentów wywołanych na skutek przesunięć naroży, wyznaczamy najpierw momenty M^0 dla dowolnego przesunięcia naroży np. o wartości $\Delta = 1$ cm. (fig. 9) w kierunku jednostkowej siły przesuwnej $H = 1$ t

---

[1]) Kluz, „Nouvelle méthode de calcul des poutres droites continues, des portiques et des cadres simples", Paryż 1932; „Ustroje hyperstatyczne o elementach prostych", Lwów 1928; „Obliczenie belki ciągłej równoprzęsłowej", Czas. Techn. 1933.

[2]) Kluz, „Ramy jednoprzęsłowe prostokątne", Lwów 1937; „Warunki równowagi sprężystej ciała zginanego i ich zastosowanie do belki ciągłej i ustrojów ramowych", Inż. i Bud. Nr. 1, 2 i 3 z 1939 r.

(fig 10). Dla otrzymania momentów M^0 obliczamy kolejno momenty wywołane przesunięciem najpierw naroża A ($\Delta = 1$ cm), następnie — wywołane przesunięciem naroża B (fig. 9 — o tej samej wartości przesunięcia) i t. d. Przez dodanie poszczególnych momentów z uwzględnieniem znaków otrzymujemy szukane momenty M^0 pod przesunięciem wszystkich naroży.

Z momentów M^0 obliczamy tę siłę przesuwną Z (fig. 9), która wywołuje założone przesunięcie naroży. Z kolei przez podzielenie momentów M^0 przez przynależną siłę Z otrzymujemy momenty M^* występujące w ramie pod działaniem jednostkowej siły poziomej $H = +1$ t, zaczepionej w miejscu pomyślanej podpory według obliczenia I (fig. 10).

Mnożąc momenty M^* przez wartość siły przesuwnej otrzymanej przy obliczaniu ramy o nieprzesuwnych narożach (obliczenie I) dostaniemy szukane momenty dodatkowe wywołane przesunięciem naroży (obliczenie II). Dodając te momenty dodatkowe do momentów ramy o nieprzesuwnych narożach (I + II) otrzymujemy wartości momentów danej ramy, występujących pod danym obciążeniem.

Ten sposób postępowania[1]) nadaje się specjalnie dla obciążeń ruchomych. Ponieważ podstawą do obliczenia momentów dodatkowych są momenty M^* (wywołane pod siłą poziomą $H = 1$ zaczepioną w narożu), które zależą tylko od wymiarów ramy, więc obliczenie tych momentów przeprowadza się tylko raz. Momenty dodatkowe otrzymuje się przez pomnożenie momentów M^* przez poszczególne siły przesuwne odpowiadające danym rodzajom obciążeń. Przy innych metodach czy sposobach postępowania, dających odrazu szukane wartości momentów ramy (z uwzględnieniem przesunięć), czy to przy użyciu równań sprężystości, pracy przygotowanej czy też przy zastosowaniu metody równań statycznych powierzchni momentów Riegera, metody wtórnych reakcyj autora, wspomnianej na początku, i t. p. metod, koniecznem jest przeprowadzenie całkowitych obliczeń dla każdego rodzaju obciążeń dla umożliwienia znalezienia najkorzystniejszych momentów.

Ponadto w wielu przypadkach postępowanie II dla uwzględnienia przesunięć może być opuszczone, jak np.:

a) dla ram o więcej niż 4-ch słupach przy obciążeniach pionowych,
b) dla ram trójprzęsłowych symetrycznych (o 4-ch słupach) obciążonych pionowo,
c) dla ram jedno — lub dwu — i więcej przęsłowych o symetrycznym ustroju i obciążeniach symetrycznych.

W powyższych przypadkach wystarcza zazwyczaj obliczenie I; dodatkowe momenty mają bowiem bardzo małe wartości lub wartości zerowe.

Największe momenty dodatkowe w ramach ciągłych przy obciążeniach pionowych występują w ramie dwuprzęsłowej o nierównych przęsłach, a zwłaszcza w ramie o jednym słupie środkowym i przy przesuwnych podporach na obu skrajnych podporach. W tym ostatnim przypadku momenty dodatkowe pod obciążeniem pionowym osiągają wartości do jednej trzeciej momentów ramy o nieprzesuwnych narożach. Dlatego też jako przykład obliczenia przyjęto ramę ciągłą dwuprzęsłową o trzech słupach utwierdzonych i nierównych rozporach (fig. 6).

B) Momenty trójprzęsłowej belki zastępczej o stałych podporach w metodzie wtórnych reakcyj

W metodzie wtórnych reakcyj autora[1]) obliczenie belek ciągłych i ram o nieprzesuwnych narożach sprowadza się do analitycznego lub wykreślnego wyznaczenia momentów danego ustroju statycznie niewyznaczalnego pod obciążeniem każdego przęsła belki lub pręta ramy oddzielnie i dodanie do siebie poszczególnych momentów podporowych dla otrzymania momentów sumarycznych pod całkowitym obciążeniem. Jest to sposób analogiczny jak to ma miejsce we wszystkich metodach wykreślnych.

W metodzie wtórnych reakcyj autora każdą belkę ciągłą czy też ramę o nieprzesuwnych narożach o obciążonym jednym przęśle (pręcie) zamienia się na **trójprzęsłową belkę zastępczą.** A więc np. 4-przęsłową belką ciągłą (fig. 2) zamienia się na 4-ry trójprzęsłowe belki zastępcze (fig. 2b, c, d, e) o rzeczywistych obciążonych przęsłach środkowych (l_1, l_2, l_3, l_4) i zastępczych przęsłach skrajnych l'' (lewe) i l' (prawe). W lewych przęsłach skrajnych l'' zawarty jest wpływ wszystkich przęseł po lewej stronie przęsła obciążonego, w prawych przęsłach zastępczych l' — analogiczny wpływ przęseł po prawej stronie

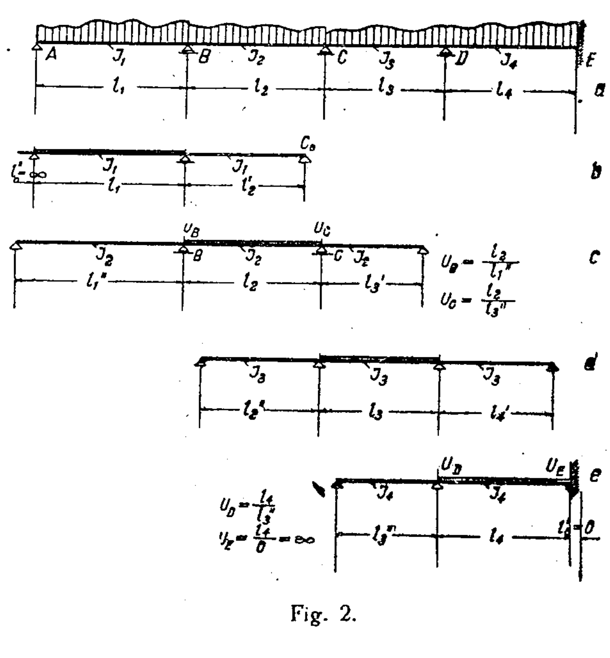


Fig. 2.

Lewe przęsło zastępcze trójprzęsłowej belki dla obciążenia przęsła l_1 (fig. 2b) ma wartość nie-

[1]) Por. Suter, „Methode der Festpunkte", 1932 str. 217.

[1]) Por. wyżej wymienione prace autora.

skończenie wielką ($l''_0 = \infty$), prawe zaś przęsło zastępcze l'_0 belki zastępczej dla obciążenia w l_4 (zupełne zamocowanie w E, fig. 2c) ma wartość zerową ($l'_0 = 0$)[1].

Po kolejnym wyznaczeniu lewych i prawych przęseł zastępczych (l'' i l') poczynając raz od lewej skrajnej podpory następnie od prawej, — obliczenie momentów podporowych przęsła obciążonego sprowadza się do rozwiązania belki trójprzęsłowej, a więc do znalezienia dwóch momentów podporowych.

Przęsła zastępcze l'' i l'

Przęsła zastępcze obliczyć możemy rachunkowo z równań:

a) Podpora skrajna swobodna (np. fig. 2b)

$$l''_0 = \infty \qquad \ldots (2)$$

$$l''_1 = l_1 \cdot \frac{J_2}{J_1} \qquad \ldots (3)$$

$$l''_2 = l_2 \cdot \left[1 - \frac{l_2}{4 (l_2 + l''_1 \cdot \frac{J_2}{J_1})} \right]$$

Dla przęsła l''_r (belka l''_r, l_{r+1} l'_{r+2})

$$l''_r = l_r \cdot \left[1 - \frac{l_r}{4 (l_r + l''_{r-1} \cdot \frac{J_r}{J_{r-1}})} \right]$$

b) podpora skrajna zupełnie utwierdzona (prawe przęsła zastępcze)

$$l'_0 = 0 \qquad \ldots (5)$$

$$l'_4 = \frac{3}{4} l_4 \cdot \frac{J_3}{J_4} \qquad \ldots (6)$$

$$l'_3 = l_3 \cdot \left[1 - \frac{l_3}{4 (l_3 + l'_4 \cdot \frac{J_3}{J_4})} \right]$$

Dla przęsła $l'_r = (l''_{r-2}, \; l_{r-1}, \; l'_r)$

$$l'_r = l_r \cdot \left[1 - \frac{1}{4} \cdot \frac{l_r}{(l_r + l'_{r+1} \frac{J_r}{J_{r+1}})} \right] \ldots (7)$$

Momenty w przęśle obciążonym

Momenty podporowe trójprzęsłowej belki zastępczej np. l''_1, l_2, l'_3 pod *obciążeniem dowolnym* w przęśle środkowym l_2 tejże belki wyznaczymy przy pomocy wzorów (por. fig. 2c).

$$M_B = - \frac{1}{N} \cdot \left[\frac{6 R_B}{l_2} \cdot U_B \cdot (U_C + 1) - \frac{3 R_C}{l_2} \cdot U_B \cdot U_C \right] \ldots (8)$$

$$M_C = - \frac{1}{N} \cdot \left[\frac{6 R_C}{l_2} \cdot U_C \cdot (U_B + 1) - \frac{3 R_B}{l_2} \cdot U_B \cdot U_C \right] \ldots (9)$$

gdzie

$$N = \frac{2}{3} U_B \cdot U_C + 2 (U_B + U_C + 1) \qquad \ldots (10)$$

oraz stopnie utwierdzeń U_B i U_C

$$U_B = \frac{l_2}{l''_1}; \quad U_C = \frac{l_2}{l'_3} \qquad \ldots (11)$$

We wzorach powyższych przez R_C i R_B oznaczono wtórne reakcje na podporach C i B t. j. reakcje pomyślanych jako obciążenie powierzchni momentów zginających belki wolnopodpartej (l_2)

Wzory 8 i 9 dla *obciążeń symetrycznych* t. j. gdy $R_B = R_C = R$ uproszczą się znacznie.

$$M_B = - \frac{3 R}{l_2} \cdot \frac{U_B \cdot (U_C + 2)}{N} = - h_0 \cdot \alpha_B \ldots (12)$$

$$M_C = - \frac{3 R}{l_2} \cdot \frac{U_C \cdot (U_B + 2)}{N} = - h_0 \cdot \alpha_C \ldots (13)$$

gdzie

$$\left. \begin{aligned} \alpha_B &= \frac{U_B \cdot (U_C + 2)}{N} \\ \alpha_C &= \frac{U_C \cdot (U_B + 2)}{N} \end{aligned} \right\} \ldots (14)$$

$$h_0 = \frac{3 R}{l_2} \qquad \ldots (15)$$

(N . . . . . w/g równ. 10)

W przypadku *zupełnego utwierdzenia na jednej podporze* np. w E (obciążenie w l_4, belka zastępcza l''_3, l_4, $l'_0 = 0$, por. fig. 2e) wzory na momenty w l_4 przyjmą postać

$$M_E = - \frac{1}{N} \cdot \left[\frac{6 R_E}{l_4} \cdot (U_D + 1) - \frac{3 R_D}{l_4} \cdot U_D \right] \ldots (16)$$

$$M_D = - \frac{U_C}{N} \cdot \frac{6 R_D - 3 R_E}{l_4} \qquad \ldots (17)$$

gdzie

$$N = \frac{3}{2} U_D + 2 \qquad \ldots (18)$$

$$U_D = \frac{l_4}{l''_3}$$

W przypadku *obciążeń symetrycznych* w l_4 wzory 16 i 17 przyjmą postać ($R_D = R_E = R$)

$$M_E = - \frac{6 R}{l_4} \cdot \frac{U_D + 2}{3 U_D + 4} = - h_0 \cdot \alpha_E \qquad \ldots (19)$$

$$M_D = - \frac{6 R}{l_4} \cdot \frac{U}{3 U_D + 4} = - h_0 \cdot \alpha_D \qquad \ldots (20)$$

---

[1]) Por. autora „Nouvelle méthode de calcul . . .“ oraz „Ustroje hyperstatyczne . . . .“ jak wyżej.

gdzie

$$\left.\begin{aligned} \alpha_E &= \frac{2(U_D + 2)}{3U_D + 4} \\ \alpha_D &= \frac{2U_D}{3U_D + 4} \end{aligned}\right\} \quad \ldots (21)$$

$$h_0 = \frac{3R}{l_4}$$

Momenty w przęsłach nieobciążonych

Momenty w przęsłach nieobciążonych np. moment M_D pod obciążeniem w l_2 (fig. 2) obliczymy przy pomocy współczynników δ

$$\delta_{3D} = \frac{U_{3D}}{2(U_{3D} + 1)} \quad \ldots (22)$$

gdzie $U_{3D} = \frac{l_3}{l_4'}$; moment M_D w l_2 wywołuje w D moment

$$M_D = -\delta_{3D} \cdot M_C \quad \ldots (23)$$

Analogicznie moment M_C pod obciążeniem w l_4

$$M_C = -\delta_{3C} \cdot M_D = -\frac{U_{3C}}{2(U_{3C} + 1)} \cdot M_D \quad \ldots (24)$$

Powyżej przytoczone wzory umożliwiają obliczenie dowolnej belki ciągłej o stałych podporach oraz ustroi ramowych o nieprzesuwnych narożach.

G) Momenty wywołane przesunięciem się jednego z naroży ramy

Przesunięcie się naroża B (fig. 3) pręta BC o $\triangle$ wywołuje momenty w ramie, które obliczymy przy pomocy równań wtórnych reakcyj. Podobnie jak i w ramie o nieprzesuwnych narożach, obliczamy momenty występujące pod przesunięciem jednego naroża przy pomocy trójprzęsłowej belki zastępczej (fig. 3b) o przęsłach-środkowym (rzeczywistym) l_2 i przęsłach zastępczych l'' (lewe) i l' (prawe).

W przęsłach zastępczych l'' i l' zawarty jest wpływ dalszych prętów i ich sztywności na momenty w pręcie BC.

Równania wtórnych reakcyj zastosowane do podpór wewnętrznych belki zastępczej mają postać (moment bezwładności przęseł zastępczych l' i l'' równy jest momentowi bezwładności J_2 przęsła środkowego)

$$\left.\begin{aligned} &\frac{1}{EJ_2} \cdot \left(\frac{1}{3} M_B \cdot l'' + \frac{1}{3} M_B \cdot l_2 - \frac{1}{6} M_C \cdot l'\right) = \frac{\triangle}{l_2} \\ &\frac{1}{JE_2} \cdot \left(\frac{1}{3} M_C \cdot l' + \frac{1}{3} M_C \cdot l_2 - \frac{1}{6} M_B \cdot l''\right) = \frac{\triangle}{l_2} \end{aligned}\right\} \quad \ldots (25)$$

Po przeprowadzeniu stopni utwierdzeń

$$U_B = \frac{l_2}{l''} \quad \text{oraz} \quad U_C = \frac{l_2}{l'}$$

równania 25 przyjmą postać

$$\left.\begin{aligned} &\frac{1}{3} M_B \cdot \left(l_2 + \frac{1}{U_B}\right) - \frac{1}{6} M_C \cdot \frac{1}{U_C} = -\frac{EJ_2 \triangle}{l_2} \\ &\frac{1}{3} M_C \cdot \left(l_2 + \frac{1}{U_B}\right) - \frac{1}{6} M_B \cdot \frac{1}{U_B} = -\frac{EJ_2 \cdot \triangle}{l_2} \end{aligned}\right\} \quad \ldots (26)$$

Z równań 26 otrzymamy po rozwiązaniu momenty M_B i M_C wywołane przesunięciem naroża B ramy, jak w fig. 3a.

$$\left.\begin{aligned} M_B &= +\frac{3EJ_2 \cdot \triangle}{l_2^{\,2}} \cdot \frac{U_B \cdot (3U_C + 2)}{N} \\ M_C &= -\frac{3EJ_2 \cdot \triangle}{l_2^{\,2}} \cdot \frac{U_C \cdot (3U_B + 2)}{N} \end{aligned}\right\} \quad \ldots (27)$$

gdzie $N = \frac{3}{2} U_B \cdot U_C + 2(U_B + U_C + 1)$

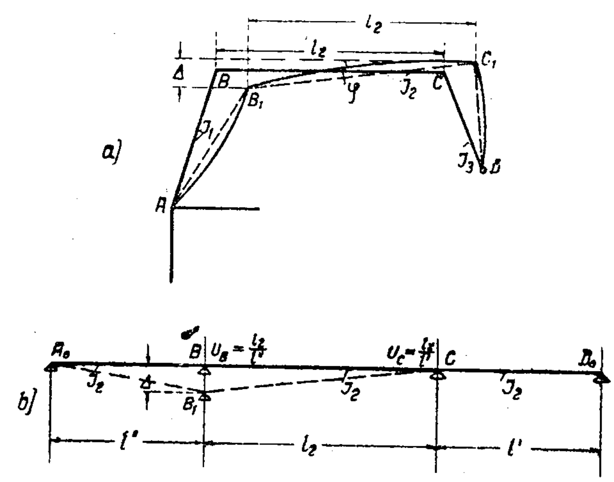


Fig. 3.

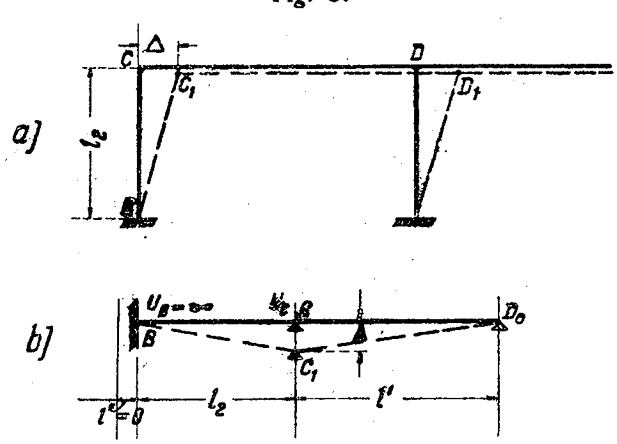


Fig. 4.

a więc identyczny wyraz jak we wzorach na M_B i M_C dla nieprzesuwnych podpór (równ. 10)

Równania na M_B i M_C dla przesunięcia $\triangle$ naroża C w przypadku *zupełnego utwierdzenia w B* (wtedy $U_B = \infty$ fig. 4)

$$\left.\begin{aligned} M_B &= -\frac{6\,E\,J_2 \cdot \triangle}{l_2^2} \cdot \frac{3\,U_C + 2}{3\,U_C + 4} \\ M_C &= -\frac{6\,E\,J_2 \cdot \triangle}{l_2^2} \cdot \frac{3\,U_C}{3\,U_C + 4} \end{aligned}\right\} \quad \ldots (28)$$

W przypadku *przegubowego podparcia pręta* l_2 *w B* równania 7 przyjmą prostszą postać

$$\left.\begin{aligned} M_B &= 0 \\ M_C &= +\frac{3\,E\,J_2 \cdot \triangle}{l_2^2} \cdot \frac{U_C}{U_C + 1} \end{aligned}\right\} \quad \ldots (29)$$

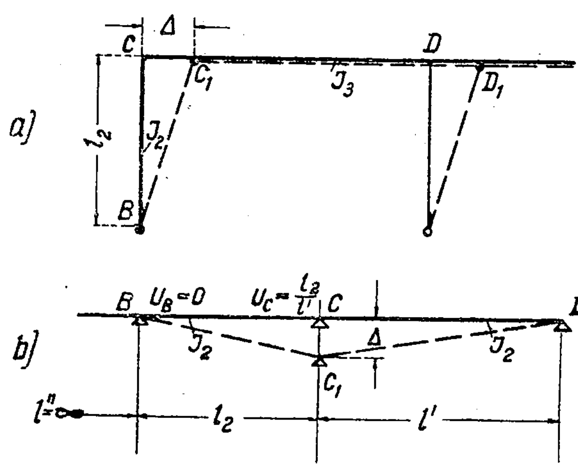


Fig. 5.

D) Momenty na skutek zmian temperatury

W przypadku ramy ciągłej symetrycznej obliczamy wydłużenie (skrócenie) poszczególnych rozpór o $\triangle$ A, $\triangle$ B i t. p. w/g równania

$$\left.\begin{aligned} \triangle A &= \pm\, \alpha\, t_0\, l_1 \\ \triangle B &= \pm\, \alpha\, t_0\, l_2 \quad \text{itp.} \end{aligned}\right\} \quad \ldots (30)$$

gdzie znak + przy przesunięciu się głowicy słupa na prawo, znak — przy przesunięciu na lewo (wg. przyjętego sposobu znakowania). Momenty wywołane przesunięciem poszczególnych naroży (przy pozostaniu punktu środkowego ramy w położeniu niezmienionym) o $\triangle$ A, $\triangle$ B i t. p. obliczamy przy pomocy wzorów 27, 28 lub 29 i dodajemy je do siebie dla otrzymania momentów sumarycznych od temperatury.

W przypadku *ramy ciągłej asymetrycznej* obliczenie przeprowadzamy analogiczne, jak przy obciążeniach zewnętrznych, a więc zakładamy pomyślaną podporę w dowolnie wybranym narożu słupa i obliczamy momenty jak wyżej w ramie symetrycznej (obliczenie I); następnie usuwamy tę pomyślaną podporę i zaczepiamy w miejscu byłej podpory siłę H_t (równą sumie sił ścinających z obliczenia I) i wyznaczamy momenty zupełnie analogiczne, jak w obliczeniu II przy obciążeniach pionowych.

E) Przykład

Rama dwuprzęsłowa, prostokątna, asymetryczna

Przekrój w każdym pręcie stały lecz różny, a mianowicie (fig. 6)

$J_1 = 0{,}0054\ m^4$; $J_2 = 0{,}003125\ m^4$

$J_3 = J_4 = 0{,}003135$; $J_5 = 0{,}0016\ m^4$

Wszystkie słupy są utwierdzone w stopach. Obciążenia:

$g_1 = 0{,}432$ t/mb; $g_2 = 0{,}360$ t/mb

$P_1 = 4{,}675$ t; $P_2 = 3{,}725$ t

$W = 0{,}0375$ t/mb

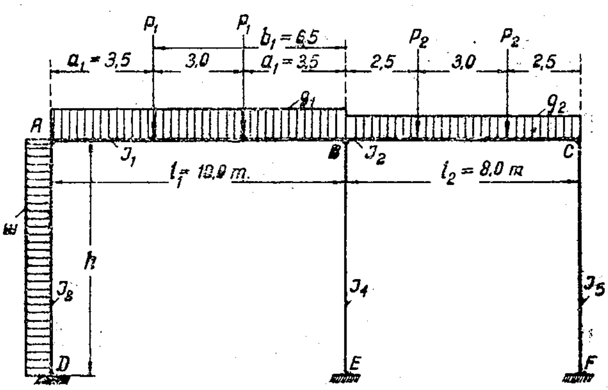


Fig. 6.

1) Obliczenie przęseł zastępczych l" i h" (lewych) l' i h' (prawych) i stopni utwierdzeń u" i u' (por. równ. od 2 do 7)

Lewe przęsła zastępcze.

Rozpoczynamy od pręta h_3 utwierdzonego w D

$$h_3'' = \frac{3}{4}\,h_3 = \frac{3}{4} \cdot 8{,}0 = 6{,}00\ \text{m}$$

Stopień utwierdzenia pręta l w węźle A

$$U_{1A} = \frac{l_1 \cdot J_3}{h_3'' \cdot J_1} = \frac{10{,}00 \cdot 0{,}003125}{6{,}00 \cdot 0{,}0054} = 0{,}965$$

Przęsło zastępcze h_{03}'' (lewe przęsło zastępcze trójprzęsłowej belki zastępczej fig. 7 b)

$$h_{03}'' = \frac{l_1}{U_{1A}} = \frac{10{,}00}{0{,}965} = 10{,}36\ \text{m}$$

$$l''_1 = l_1 \cdot \left[1 - \frac{l_1}{4\,(l_1 + h''_{03})}\right] =$$

$$= 10,00 \cdot \left[1 - \frac{10,00}{4\,(10,00 + 10,36)}\right] = 8,77 \text{ m}$$

Stopień utwierdzenia pręta l_2 w pręcie l_1 na podp. B

$$U_{21} = \frac{l_2}{l''_1} \cdot \frac{J_1}{J_2} = \frac{8,00}{8,77} \cdot \frac{0,0054}{0,003125} = 1,577$$

$$h''_4 = h''_3 = \frac{3}{4} \cdot 8,00 = 6,00 \text{ m}.$$

Stopień utwierdzenia pręta l_2 w precie h_4 na podp. B

$$U_{24} = \frac{l_2}{h''_4} \cdot \frac{J_4}{J_2} = \frac{8,00}{6,00} \cdot \frac{0,003125}{0,003125} = 1,333$$

Sumaryczny stopień utwierdzenia l_2 w narożu B

$$U_{2B} = U_{21} + U_{24} = 1,577 + 1,333 = 2,910$$

Przęsło zastępcze l''_{01} = (dla obciążenia w l_2, Fig. 7 c)

$$l''_{01} = \frac{l_2}{U_{2B}} = \frac{8,00}{2,91} = 2,75 \text{ m}.$$

$$l''_2 = l_2 \cdot \left[1 - \frac{l_2}{4\,(l_2 + l''_{01})}\right] =$$

$$= 8,00 \cdot \left[1 - \frac{8,00}{4\,(8,00 + 2,75)}\right] = 6,512 \text{ m}$$

Stopień utwierdzenia pręta h_5 w węźle C

$$U_{5C} = \frac{h_5}{l''_2} \cdot \frac{J_2}{J_5} = \frac{8,00}{6,512} \cdot \frac{0,003125}{0,0016} = 2,40$$

Przęsło zastępcze l''_{02}

$$l''_{02} = \frac{h_5}{U_{5C}} = \frac{8,00}{2,40} = 3,33.$$

Prawe przęsła zastępcze.

Rozpoczynamy od pręta h_5

$$h'_5 = \frac{3}{4} \cdot 8,0 = 6,00 \text{ m}$$

Stopień utwierdzenia l_2 w węźle C

$$U_{2C} = \frac{l_2}{h'_5} \cdot \frac{J_5}{J_2} = \frac{8,00}{6,00} \cdot \frac{0,0016}{0,003125} = 0,683$$

Przęsło zastępcze h'_{05} (fig. 7 c)

$$h'_{05} = \frac{l_2}{U_{2C}} = \frac{8,00}{0,683} = 11,72 \text{ m}$$

$$l'_2 = l_2 \cdot \left[1 - \frac{l_2}{4\,(l_2 + h'_{05})}\right] =$$

$$= 8,00 \cdot \left[1 - \frac{8,00}{4 \cdot (8,00 + 11,72)}\right] = 7.188 \text{ m}$$

Stopień utwierdzenia l_1 w pręcie l_2

$$U_{12} = \frac{l_1}{l'_2} \cdot \frac{J_2}{J_1} = \frac{10,00}{7,188} \cdot \frac{0,003125}{0,0054} = 0,805$$

$$h'_4 = \frac{3}{4} \cdot 8,0 = 6,00 \text{ m}.$$

Stopień utwierdzenia l_1 w pręcie h_4

$$U_{14} = \frac{l_1}{h'_4} \cdot \frac{J_4}{J_1} = \frac{10,00}{6,00} \cdot \frac{0,003125}{0,0054} = 0,965$$

Sumaryczny stopień utwierdzenia pręta l_1 w B

$$U_{1B} = U_{12} + U_{14} = 0,805 + 0,965 = 1,77$$

Przęsło zastępcze l'_{02} (fig. 7 b)

$$l'_{02} = \frac{l_1}{U_{1B}} = \frac{10,00}{1,77} = 5,65 \text{ m}$$

$$l'_1 = l_1 \cdot \left[1 - \frac{l_1}{4\,(l_1 + l'_{02})}\right] =$$

$$= 10,00 \cdot \left[1 - \frac{10,00}{4\,(10,00 + 5,65)}\right] = 8,40 \text{ m}$$

Stopień utwierdzenia pręta h_3 w węźle A

$$U_{3A} = \frac{h_3}{l'_1} \cdot \frac{J_1}{J_3} = \frac{8,00}{8,40} \cdot \frac{0,0054}{0,003125} = 1,645$$

Przęsło zastępcze l'_{01} (fig. 7 d)

$$l'_{01} = \frac{h_3}{U_{3A}} = \frac{8,00}{1,645} = 4,87$$

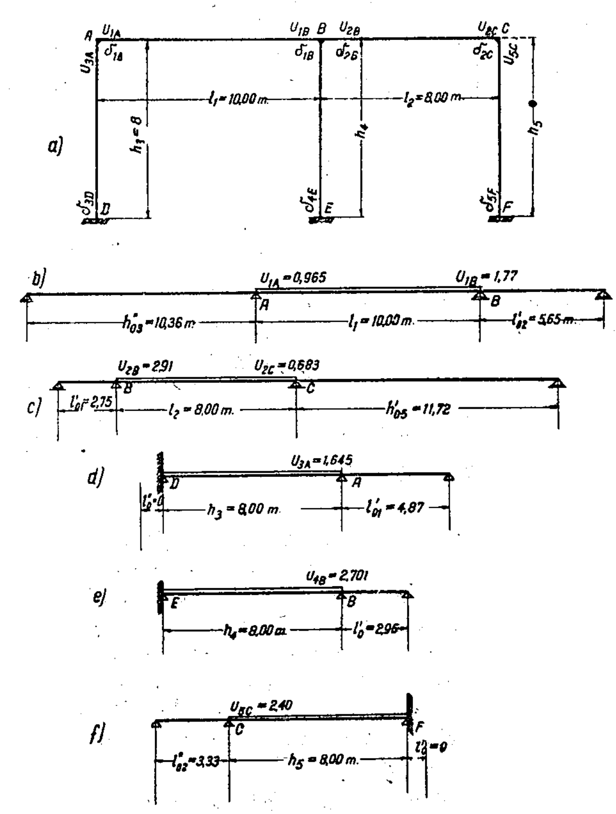


Fig. 7. Trójprzęsłowe belki zastępcze ramy dwuprzęsłowej.

Stopień utwierdzenia h_4 w l_1

$$U_{41} = \frac{h_4}{l''_1} \cdot \frac{J_1}{J_4} = \frac{8,0}{8,77} \cdot \frac{0,0054}{0,003125} = 1,588$$

Stopień utwierdzenia h_4 w l_2

$$U_{42} = \frac{h_4}{l'_2} \cdot \frac{J_2}{J_4} = \frac{8,0}{7,188} \cdot \frac{0,003125}{0,003125} = 1,113$$

Sumaryczny stopień utwierdzenia h_4 w B

$$U_{4B} = 1,588 + 1,113 = 2,701$$

Przęsło zastępcze

$$l'_0 = \frac{h_4}{U_{4B}} = \frac{8,00}{2,701} = 2,96 \text{ m}$$

W fig. 7 (a, b, c, d, e, f) podano belki zastępcze dla każdego pręta, wraz ze stopniami utwierdzeń.

2) Współczynniki δ

Współczynniki przenoszenia się momentów δ, (δ', δ'') z jednego końca pręta na drugi (w prętach nieobciążonych) otrzymamy przy pomocy utwierdzeń

$$\delta_{1B} = \frac{U_{1B}}{2(U_{1B}+1)} = \frac{1,77}{2 \cdot (1,77+1)} = 0,3195$$

$$\delta_{2C} = \frac{U_{2C}}{2(U_{2C}+1)} = \frac{0,683}{2(0,683+1)} = 0,203$$

$$\delta_{1A} = \frac{U_{1A}}{2(U_{1A}+1)} = \frac{0,965}{2(0,965+1)} = 0,2465$$

$$\delta_{2B} = \frac{U_{2B}}{2(U_{2B}+1)} = \frac{2,91}{2(2,91+1)} = 0,372$$

$$\delta_{3D} = \delta_{4E} = \delta_{5F} = 0,50 .$$

3) Współczynniki rozdzielcze γ

Moment w narożu B pręta l_1 rozkłada się na pręty l_2 i h_4 w tymże narożu. Współczynniki rozdzielcze

$$\gamma_{1-2} = \frac{U_{12}}{U_{1B}} = \frac{0,805}{1,77} = 0,455;$$

$$\gamma_{1-4} = 1 - 0,455 = 0,545$$

$$\gamma_{2-1} = \frac{U_{21}}{U_{2B}} = \frac{1,577}{2,91} = 0,542;$$

$$\gamma_{2-4} = 1 - 0,542 = 0,458$$

I. Obciążenie jednostajne g_1 i g_2

Obliczenie I.

1) Rama o nieprzesuwnych narożach

Dla uniemożliwienia przesuwu naroży zakładamy w węźle C pomyślaną podporę stałą. Momenty obliczamy przy pomocy wyznaczonych wyżej pod B wzorów belki trójprzęsłowej zastępczej. Np. dla obciążenia symetrycznego w l_1 (fig. 7b) z równań 12 i 13.

$$M_{1A} = -\frac{3R_1}{l_1} \cdot \frac{U_{1A} \cdot (U_{1B}+2)}{N} = -h_0 \cdot \alpha_{1A}$$

$$M_{1B} = -\frac{3R_1}{l_1} \cdot \frac{U_{1B} \cdot (U_{1A}+2)}{N} = -h_0 \cdot \alpha_{1B}$$

gdzie

$$N = \frac{3}{2} U_{1A} \cdot U_{1B} + 2(U_{1A} \cdot U_{1B} + 1)$$

$$N = \frac{3}{2} \cdot 0,965 \cdot 1,77 + 2(0,965 + 1,77 + 1) = 10,035$$

$$M_{1A} = -\frac{3R_1}{l_1} \cdot \frac{0,965 \cdot (1,77+2)}{10,035} = -\frac{3R_1}{l_1} \cdot 0,363$$

$$M_{1B} = -\frac{3R_1}{l_1} \cdot \frac{1,77(0,965+2)}{10,035} = -\frac{3R_1}{l_1} \cdot 0,523$$

Dla obciążenia w l_2 otrzymamy analogicznie momenty

$$M_{2B} = -\frac{3R_2}{l_2} \cdot \frac{U_{2B} \cdot (U_{2C}+2)}{N} = -\frac{3R_2}{l_2} \cdot \frac{2,91 \cdot (0,683+2)}{10,035} = -\frac{3R_2}{l_2} \cdot 0,779$$

$$M_{2C} = -\frac{3R_2}{l_2} \cdot \frac{U_{2C}(U_{2B}+2)}{N} = -\frac{3R_2}{l_2} \cdot \frac{0.683 \cdot (2,91+2)}{10,035} =$$

$$= -\frac{3R_2}{l_2} \cdot \frac{0,683 \cdot (2,91+2)}{10,035} = -\frac{3R_2}{l_2} \cdot 0,334$$

Momenty pod obciążeniem poziomym w h_3 (utwierdzenie zupełne na lewej podporze) otrzymamy według równań 19 i 20

$$M_{3D} = -\frac{3R_3}{h_3} \cdot \frac{2 \cdot (U_{3A}+2)}{3U_{3A}+4} =$$

$$= -\frac{3R_3}{h_3} \cdot \frac{2 \cdot (1,645+2)}{3 \cdot 1,645 + 4} = -\frac{3R_3}{h_3} \cdot 0,815$$

$$M_{3A} = -\frac{3R_3}{h_3} \cdot \frac{2U_{3A}}{3U_{3A}+4} =$$

$$= -\frac{3R_3}{h_3} \cdot \frac{2 \cdot 1,645}{3 \cdot 1,645 + 4} = -\frac{3R_3}{h_3} \cdot 0,368$$

2) Obliczenie reakcji wtórnych

Obciążenia jednostajnie rozłożone.

W przęśle l_1

$$\frac{3R_1}{l_1} = \frac{3 \cdot \frac{1}{24} g \cdot l_1^3}{l_1} = \frac{1}{8} \cdot g_1 \cdot l_1^2 =$$

$$= \frac{1}{8} \cdot 0{,}432 \cdot 10^2 = 5{,}4 \text{ tm} = M_{01}$$

(M_{01} .... moment belki wolnopodpartej)

W przęśle l_2

$$\frac{3R_2}{l_2} = \frac{1}{8} g_2 \cdot l_2^2 = \frac{1}{8} \cdot 0{,}36 \cdot 8{,}00^2 =$$

$$= 2{,}88 \text{ tm} = M_{02}$$

W pręcie h_3

$$\frac{3R_3}{h_3} = \frac{1}{8} \cdot 0{,}0375 \cdot 8{,}0^2 = 0{,}30 \text{ tm} = M_{03}$$

Obciążenia skupione

W przęśle l_1

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot P_1 \cdot a_1 \, b_1 = \frac{1}{2} \cdot 4{,}675 \cdot 3{,}5 \cdot 6{,}5 =$$

$$= 53{,}20 \text{ tm}^2$$

$$\frac{3R_1}{l_1} = \frac{3 \cdot 53{,}20}{10{,}00} = 15{,}96 \text{ tm}$$

W przęśle l_2

$$R_2 = \frac{1}{2} \cdot P_2 \cdot a_2 \cdot b_2 = \frac{1}{2} \cdot 3{,}725 \cdot 2{,}5 \cdot 5{,}5 =$$

$$= 25{,}60 \text{ tm}^2$$

$$\frac{3R_2}{l_2} = \frac{3 \cdot 25{,}6}{8{,}00} = 9{,}60 \text{ tm.}$$

3) Momenty pod obciążeniem g_1 w l_1

$$M_{1A} = -\frac{3R_1}{l_1} \cdot 0{,}363 = -5{,}40 \cdot 0{,}363 =$$

$$= -1{,}96 \text{ tm}$$

$$M_{1B} = -5{,}40 \cdot 0{,}523 = -2{,}825 \text{ tm}$$

Moment M_{1A} wywołuje w D moment utwierdzenia

$$M_D = -\delta_{3D} \cdot M_{1A} = -(-0{,}50 \cdot 1{,}96) =$$

$$= +0{,}98 \text{ tm}.$$

Moment M_{1B} rozkłada się na momenty M_{2B} i M_{4B} w narożu B

$$M_{2B} = \gamma_{1-2} \cdot M_{1B} = -0{,}455 \cdot 2{,}825 =$$

$$= -1{,}285 \text{ tm}.$$

$$M_{4B} = M_{1B} - M_{2B} = 2{,}825 - 1{,}285 =$$

$$= +1{,}540 \text{ tm}.$$

Moment M_{2B} wywołuje w narożu C moment

$$M_{2C} = -\delta_{2C} \cdot M_{2B} = -0{,}203 \cdot (-1{,}285) =$$

$$= +0{,}261 \text{ tm}.$$

$$M_E = -M_{4B} \cdot \delta_{4E} = -1{,}540 \cdot 0{,}50 = -0{,}770 \text{ tm}.$$

$$M_F = +M_{2C} \cdot \delta_{5F} = +0{,}261 \cdot 0{,}50 = +0{,}130 \text{ tm}.$$

A) Momenty pod obciążeniem g_2 w l_2

$$M_{2B} = -\frac{3R_2}{l_2} \cdot 0{,}779 = -2{,}88 \cdot 0{,}779 =$$

$$= -2{,}245 \text{ tm}.$$

$$M_{2C} = -2{,}88 \cdot 0{,}334 = -0{,}962 \text{ tm}.$$

$$M_{1B} = \gamma_{2-1} \cdot M_{2B} = -0{,}542 \cdot 2{,}245 = -1{,}217 \text{ tm}.$$

$$M_{4B} = -2{,}245 + 1{,}217 = -1{,}028 \text{ tm}.$$

$$M_{1A} = -\delta_{1A} \cdot M_{1B} = -0{,}2455 \cdot (-1{,}217) =$$

$$= +0{,}299 \text{ tm}.$$

$$M_D = -0{,}50 \cdot 0{,}299 = -0{,}150 \text{ tm}.$$

$$M_E = +0{,}50 \cdot 1{,}028 = +0{,}514 \text{ tm}.$$

$$M_F = -0{,}50 \cdot 0{,}962 = -0{,}481 \text{ tm}.$$

Momenty sumaryczne pod obciążeniem g_1 i g_2.

$$M_{1A} = -1{,}96 + 0{,}299 = -1{,}661 \text{ tm}.$$

$$M_{1B} = -2{,}825 - 1{,}217 = -4{,}042 \text{ tm}.$$

$$M_{2B} = -1{,}285 - 2{,}245 = -3{,}530 \text{ tm}.$$

$$M_{2C} = +0{,}261 - 0{,}962 = -0{,}701 \text{ tm}.$$

$$M_{3A} = -1{,}661 \text{ tm}.$$

$$M_{4B} = +1{,}540 - 1{,}028 = +0{,}512 \text{ tm}.$$

$$M_{5C} = +0{,}701 \text{ tm}.$$

$$M_D = +0{,}830 \text{ tm}.$$

$$M_E = -0{,}256 \text{ tm}.$$

$$M_F = -0{,}350 \text{ tm}.$$

Reakcja H w pomyślanej podporze w narożu C równa jest wypadkowej z sił poprzecznych w głowicy słupów

$$Q_{3A} = \frac{M_{3A} - M_D}{h_3} = \frac{-1{,}661 - 0{,}830}{8{,}00} =$$

$$= -0{,}311 \text{ t}.$$

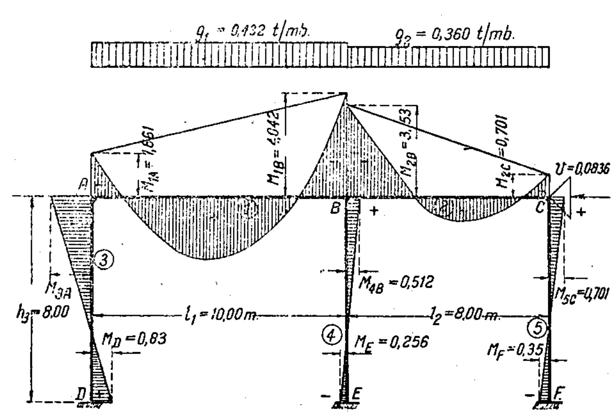


Fig. 8.

$$Q_{4B} = \frac{M_{4B} - M_E}{h_4} = \frac{+0{,}512 + 0{,}256}{8{,}00} = = +0{,}0960\ t.$$

$$Q_{5C} = \frac{M_{5C} - M_E}{h_5} = \frac{+0{,}701 + 0{,}350}{8{,}00} = = +0{,}1314\ t.$$

$$\text{razem } H = -0{,}0836\ t.$$

W fig. 8 podano rozkład obliczonych powyżej momentów ramy o nieprzesuwnych narożach pod obciążeniem g_1 i g_2.

Obliczenie II

W celu uwzględnienia dodatkowych momentów wywołanych przesunięciem się naroży A, B, i C usuwamy dodatkową, pomyślną podporę poziomą w C i zaczepiamy w C obliczoną powyżej siłę przesuwu H

$$H = -V = +0{,}0836\ t$$

W tym celu wyznaczamy momenty M^*, występujące pod działaniem siły poziomej $H = +1{,}0$ t w osi belki l_2 i mnożymy je przez powyżej obliczoną siłę przesuwu $H = +0{,}0836$ t.

Dla obliczenia M^*, wyznaczamy najpierw momenty pomocnicze M^0 występujące pod przesunięciem poziomym wszystkich głowic słupów o $\triangle = 1{,}00$ cm (na prawo).

1) Wyznaczenie momentów M^0

Pod wpływem założonego przesunięcia $\triangle = 1$ cm belki AC doznają odpowiednich przesunięć i głowice słupów ($\triangle_3 = 1$ cm; $\triangle_4 = 1$ cm; $\triangle_5 = 1$ cm).

Momenty wywołane tylko przesunięciem *głowicy słupa* h_3 o $\triangle_3 = 1$ cm wyznaczymy na podstawie równ. 28 . . . (belka trójprzęsłowa zastępcza o lewym przęśle zastępczym równym wartości zerowej).

$$M_D = -\frac{6EJ_3 \cdot \triangle_3}{h_3^2} \cdot \frac{3U_{3A} + 2}{3U_{3A} + 4}$$

$$M_{3A} = +\frac{6EJ_3 \cdot \triangle_3}{h_3^2} \cdot \frac{3U_{3A}}{3U_{3A} + 4}$$

Przyjmując $E = 2100.000\ t/m^2$

$$M_D = +\frac{6 \cdot 2100.000 \cdot 0{,}01 \cdot 0{,}003125}{8{,}02} \cdot$$

$$\cdot \frac{3 \cdot 1{,}645 + 2}{3 \cdot 1{,}645 + 4} = -6{,}15 \cdot \frac{6{,}935}{8{,}935} =$$

$$= -4{,}777\ tm$$

$$M_{BA} = +6{,}15 \cdot \frac{3 \cdot 1{,}645}{8{,}935} = +3{,}399\ tm.$$

Momenty w dalszych narożach ramy obliczamy jak w przypadku ramy o nieprzesuwnych narożach (w prętach nieobciążonych)

$$M_{1A} = M_A = +3{,}399\ tm.$$

$$M_{1B} = -\delta_{1B} \cdot M_A = -0{,}3195 \cdot 3{,}399 = = -1{,}087\ tm.$$

$$M_{2B} = +\gamma_{12} \cdot M_{1B} = -0{,}455 \cdot 1{,}087 = = 0{,}495\ tm.$$

$$M_{4B} = 1{,}087 - 0{,}495 = +0{,}592\ tm.$$

$$M_{2C} = -\delta_{2C} \cdot M_{2B} = +0{,}203 \cdot 0{,}495 = +0{,}101\ tm.$$

$$M_{5C} = -0{,}101\ tm.$$

Momenty utwierdzenia

$$M_E = -\frac{1}{2} \cdot M_{4B} = -\frac{1}{2} \cdot 0{,}592 = -0{,}296\ tm.$$

$$M_F = -\frac{1}{2} \cdot M_{5C} = +\frac{1}{2} \cdot 0{,}101 = +0{,}050\ tm.$$

Momenty wywołane przesunięciem *głowicy słupa B* o $\triangle_4 = 1$ cm.

$$M_E = \frac{6EJ_4 \cdot \triangle_4}{h_4^2} \cdot \frac{3U_{4B} + 2}{3U_{4B} + 4} =$$

$$= -\frac{6 \cdot 2{,}100000 \cdot 0{,}003125 \cdot 0{,}01}{8{,}0^2} \cdot$$

$$\frac{3 \cdot 2{,}69 + 2}{3 \cdot 2{,}69 + 4} = -6{,}15 \cdot \frac{10{,}07}{12{,}07} = -5{,}134\ tm.$$

$$M_{4B} = +\frac{6EJ_4 \cdot \triangle_4}{h_4^2} \cdot \frac{3U_{4B}}{3U_{4B} + 4} = +$$

$$+6{,}15 \cdot \frac{3 \cdot 2{,}69}{12{,}07} = +4{,}114\ tm.$$

$$M_{1B} = -\frac{U_{41}}{U_{4B}} \cdot M_{4B} = -\frac{1{,}577}{2{,}69} \cdot 4{,}114 = = -2{,}41\ tm.$$

$$M_{2B} = 4{,}114 - 2{,}41 = +1{,}704\ tm.$$

$$M_{1A} = -\delta_{1A} \cdot M_{1B} = +0{,}2455 \cdot 2{,}41 = +0{,}592\ tm.$$

$$M_{3A} = +0{,}592\ tm.$$

$$M_D = -\frac{1}{2} \cdot 0{,}592 = -0{,}296\ tm.$$

$$M_{2C} = -\delta_{2C} \cdot M_{2B} = -0{,}203 \cdot 1{,}704 = -0{,}346\ tm$$

$$M_{5C} = +0{,}346\ tm$$

$$M_F = -\frac{1}{2} \cdot M_{5C} = -\frac{1}{2} \cdot 0{,}346 = -0{,}173\ tm$$

Momenty wywołane przesunięciem głowicy słupa C o $\triangle_5 = 1$ cm

$$M_F = -\frac{6 \cdot 2100000 \cdot 0{,}0016 \cdot 0{,}01}{8{,}0^2} \cdot$$

$$\cdot \frac{3 \cdot 2{,}4 + 2}{3 \cdot 2{,}4 + 4} = -3{,}15 \cdot \frac{9{,}2}{11{,}2} = -2{,}587 \text{ tm}$$

$$M_{5C} = +3{,}15 \cdot \frac{3 \cdot 2{,}4}{11{,}2} = +2{,}024 \text{ tm}.$$

$$M_{5C} = -M_{2C} = +2{,}024 \text{ tm}.$$

$$M_{2B} = -\delta_{2B} \cdot M_{2C} = +0{,}372 \cdot 2{,}024 = +0{,}753 \text{ tm}.$$

$$M_{4B} = \frac{1{,}333}{2{,}91} \cdot 0{,}753 = +0{,}345 \text{ tm}.$$

$$M_{1B} = +(0{,}753 - 0{,}345) = +0{,}408 \text{ tm}$$

$$M_{1A} = -0{,}2455 \cdot 0{,}408 = -0{,}100 \text{ tm}$$

$$M_D = +\frac{1}{2} \cdot 0{,}100 = +0{,}050 \text{ tm}$$

$$M_E = -\frac{1}{2} \cdot 0{,}345 = -0{,}172 \text{ tm}$$

Sumaryczne momenty M^0

$$M_D^0 = -4{,}777 - 0{,}296 + 0{,}050 = -5{,}023 \text{ tm}$$

$$M_{3A} = M_{1A} = +3{,}999 + 0{,}592 - 0{,}100 = +3{,}891 \text{ tm}$$

$$M_{1B} = -1{,}087 - 2{,}41 + 0{,}0408 = -3{,}089 \text{ tm}$$

$$M_{4B} = +0{,}592 + 4{,}114 + 0{,}345 = +5{,}051 \text{ tm}$$

$$M_{2B} = -0.495 + 1{,}704 + 0{,}753 = +1{,}962 \text{ tm}$$

$$M_{5C} = -M_{2C} = -0{,}101 + 0{,}346 + 2{,}024 =$$
$$= +2{,}269 \text{ tm}$$

$$M_E = -0{,}296 - 5{,}134 - 0{,}172 = -5{,}602 \text{ tm}$$

$$M_F = +0{,}050 - 0173 - 2{,}587 = -2{,}710 \text{ tm}$$

Siła Z wywołująca powyższe momenty ma wartość

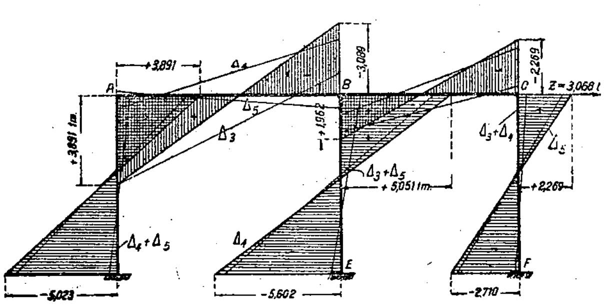


Fig. 9. Momenty M^0.

$$Z = Q_{3A} + Q_{4B} + Q_{5C} = \frac{M_{3A} - M_D}{h_3} +$$

$$+ \frac{M_{4B} - M_E}{h_4} + \frac{M_{5C} - M_F}{h_5} = \frac{3{,}891 + 5{,}023}{8{,}0} +$$

$$+ \frac{5{,}051 + 5{,}602}{8{,}0} + \frac{2{,}269 + 2{,}710}{8{,}0} = 1{,}114 +$$

$$+ 1{,}331 + 0{,}623 = \underline{3{,}068 \text{ t.}}$$

W fig. 9 zestawiono momenty M^0 wywołane przesunięciem naroży o $\triangle = 1{,}00$ cm.

2) Wyznaczenie momentów M^*

Momenty M^* wywołane działaniem siły $H = 1$ t w narożu C ramy otrzymamy przez podzielenie momentów M^0 przez wywołującą je siłę $Z = 3{,}068$ t

$$M_D = -\frac{5{,}023}{3{,}068} = -1{,}637 \text{ tm}$$

$$M_{3A} = M_{1A} = +\frac{3{,}891}{3{,}068} = +1{,}268 \text{ t.}$$

$$M_{1B} = -1{,}006 \text{ tm}$$

$$M_{4B} = +1{,}646 \text{ tm}$$

$$M_{2B} = +0{,}639 \text{ tm}$$

$$M_{2C} = -M_{5C} = -0{,}740 \text{ tm}$$

$$M_E = -1{,}826 \text{ tm}$$

$$M_F = -0{,}883 \text{ tm}$$

Fig. 10 podaje momenty M_e^* wywołane siłą $H = 1{,}00$ t

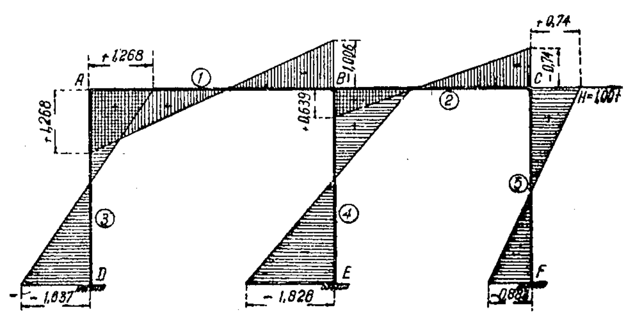


Fig. 10. Momenty M^*

3) Momenty dodatkowe wywołane przesunięciem naroży

Przez pomnożenie momentów M^* przez siłę przesuwu $V = +0{,}0836$ otrzymamy szukane momenty

$$M_D = -1{,}637 \cdot 0{,}0836 = -0{,}137 \text{ tm}$$

$$M_{3A} = +1{,}268 \cdot 0{,}0836 = +0{,}106 \text{ tm}$$

$$M_{1B} = -1{,}006 \cdot 0{,}0836 = -0{,}084 \text{ tm}$$

$$M_{4B} = +1{,}646 \cdot 0{,}0836 = +0{,}138 \text{ tm}$$

$$M_{2B} = +0{,}639 \cdot 0{,}0836 = +0{,}053 \text{ tm}$$

$$M_{2C} = -M_{5C} = -0{,}74 \cdot 0{,}0836 = -0{,}062 \text{ tm}$$

$$M_E = -1{,}826 \cdot 0{,}0836 = -0{,}153 \text{ tm}$$

$$M_F = -0{,}883 \cdot 0{,}0836 = -0{,}074 \text{ tm}$$

W fig. 11 podano obliczone powyżej momenty dodatkowe powstałe na skutek przesunięcia się naroży pod działaniem obciążeń pionowych jednostajnie rozłożonych g_1 i g_2

(C. d. n.)

Inż. JULIUSZ KORELESKI

Referat zgłoszony na Zjazd Naukowy P. Z. I. B. Sekcja techniczna: zagadnienia naukowo-konstrukcyjne. (Konferencja Statyków-konstruktorów).

PRZYCZYNEK DO OBLICZENIA PARCIA ZIEMI

(dokończenie artykułu zamieszczonego w Nr. 3—4, 1947)

Gdyby drugi poziomy wymiar skrzyni wynosił również b = 1,015 m, otrzymalibyśmy z naszych wzorów:

$$\lambda = \frac{0,517 \cdot 4}{3,26 \cdot 1,015} = 0,616 \ m^{-1};$$

$$\lambda \cdot x_2 = 0,616 \cdot 0,744 = 0,466;$$

$$e^{-0,466} = 0,628$$

$$P = \frac{1,6}{3,26 \cdot 0,616}\left[0,744 + \frac{1}{0,616}(0,628 - 1)\right] = 0,112 \ t.$$

b) Ciekawe doświadczenia wykonano w r. 1922 na uniwersytecie w Cincinati. Badana ściana miała szerokość a = 1.52 m; ciężar wł. ziemi g = 1,6 t/m^3; kąt tarcia ziemi o ścianę wynosił średnio $\varphi = 31^0$. Wyniki doświadczeń dla różnych głębokości (x) były następujące (kolumna druga — Pt/m)

X (m)	Z doświadczeń P (t/m)	Z wzorów P (t/m)
0,305	0,02976	0,020
0,61	0,08036	0,087
0,91	0,19347	0,178
1,22	0,30510	0,320
1,52	0,46432	0,484
1,83	0,69052	0,667

Licząc według naszych wzorów, przy przyjęciu $\rho = 34^0$ i najniekorzystniejszym stosunku $\frac{F}{U} = \frac{a}{2}$, otrzymamy:

$$k = \frac{1}{tg^2(45^0 - \frac{34^0}{2})} = 3,53$$

$$f = tg\, 31^0 = 0,60$$

$$\lambda = \frac{0,60 \cdot 2}{3,53 \cdot 1,52} = 0,224$$

Dla: $x_1 = 0$ i $x_2 = 0,305$ m;

$$\lambda \cdot x_2 = 0,224 \cdot 0,305 = 0,0683;$$

$$e^{-0,0683} = 0,936$$

$$P = \frac{1,6}{3,53 \cdot 0,224}\left[0,305 + \frac{1}{0,224}(0,936 - 1)\right] = 0,020 \ t.$$

Dla $x_1 = 0$, $x_2 = 0,61$ m;

$$\lambda \cdot x_2 = 0,224 \cdot 0,61 = 0,1367;$$

$$e^{-0,1367} = 0,873$$

$$P = \frac{1,6}{3,53 \cdot 0,224}\left[0,61 + \frac{1}{0,224}(0,873 - 1)\right] = 0,087 \ t$$

Dla $x_1 = 0$, $x_2 = 0,91$ m;

$$\lambda \cdot x_2 = 0,224 \cdot 0,91 = 0,204;$$

$$e^{-0,204} = 0,816$$

$$P = \frac{1,6}{3,53 \cdot 0,224}\left[0,91 + \frac{1}{0,224}(0,816 - 1)\right] = 0,178 \ t$$

Dla $x_1 = 0$, $x_2 = 1,22$ m;

$$\lambda \cdot x_2 = 0,224 \cdot 1,22 = 0,273;$$

$$e^{-0,273} = 0,762$$

$$P = 2,022\left[1,22 + \frac{1}{0,224}(0,762 - 1)\right] = 0,320 \ t$$

Dla $x_1 = 0$, $x_2 = 1,52$;

$$\lambda \cdot x_2 = 0,224 \cdot 1,52 = 0,340;$$

$$e^{-0,340} = 0,713$$

$$P = 2,022\left[1,52 + \frac{1}{0,224}(0,713 - 1)\right] = 0,484 \ t$$

Dla $x_1 = 0$, $x_2 = 1,83$ m;

$$\lambda\, x_2 = 0,224 \cdot 1,83 = 0,410;$$

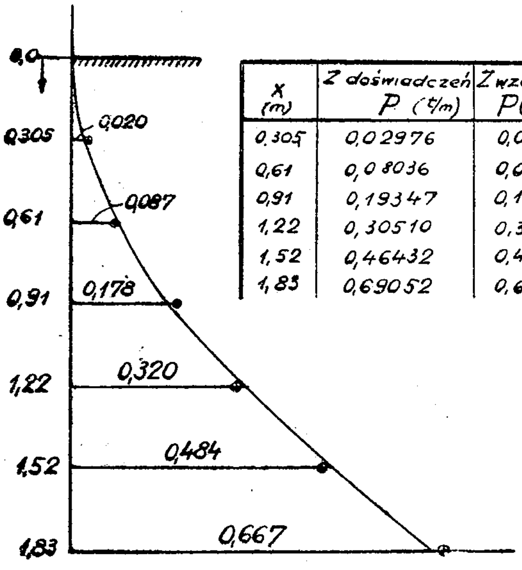
$$e^{-0,410} = 0,664$$

$$P = 2,022\left[1,83 + \frac{1}{0,224}(0,664 - 1)\right] = 0,667 \ t$$

Na rys. 6 przedstawiono wykreślnie wyniki doświadczeń i obliczeń, z których widać, że wartości obliczone stanowią doskonałe wyrównanie wartości otrzymanych z doświadczeń.

Doświadczenia powyższe wykazały również, że wypadkowa parcia ziemi leży wyżej niż w $\frac{1}{3}$ wy-

sokości, jak przy trójkątnym rozkładzie ciśnień. Odpowiadałoby to lepiej rozkładowi ciśnień według Janssena (krzywa logarytmiczna). Obliczmy



x (m)	Z doświadczeń P (t/m)	Z wzorów P(t/m)
0,305	0,02976	0,020
0,61	0,08036	0,087
0,91	0,19347	0,178
1,22	0,30510	0,320
1,52	0,46432	0,484
1,83	0,69052	0,667

Rys. 6.

dla naszego przypadku położenie wypadkowej parcia ziemi na całą ścianę t. j. od $x_1 = 0$ do $x_2 = 1,83$ m.

$$P = 0,667 \text{ t}$$

$$S = 2,022 \left\{ \frac{1,83^2}{2} + \frac{1}{0,224} \left[1,83 \cdot 0,664 + \frac{1}{0,224} (0,664 - 1) \right] \right\} = 0,809$$

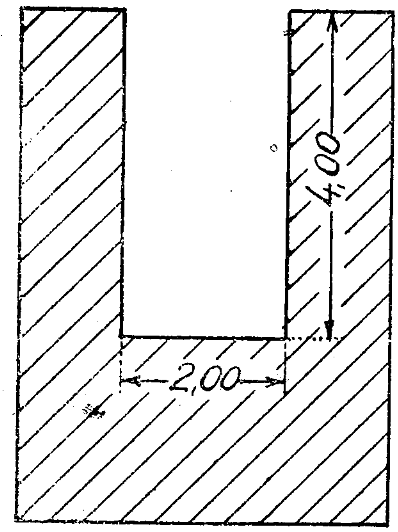
$$x_s = \frac{S}{P} = \frac{0,809}{0,667} = 1,21 \text{ m}$$

Licząc od dołu mamy $1,83 - 1,21 = 0,62$ m. wypadkowa leży w $\frac{0,62}{1,83} = 0,34$ wysokości ściany, co zbliża się do wartości otrzymanej z doświadczeń (0,36).

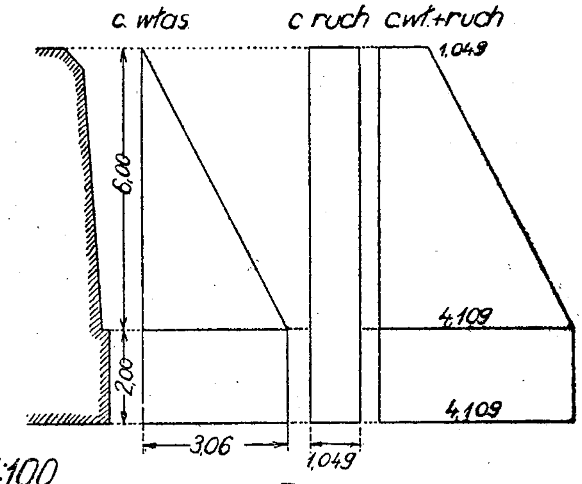
7. Zastosowanie praktyczne

a) Obliczenie przyczółków mostowych ze skrzydłami równoległymi.

Przy obliczeniu przyczółka mostowego stosujemy powszechnie zwykłą zasadę wyznaczania parcia ziemi, spowodowanego naciskiem klina odłamu, jak dla zwykłych murów oporowych. Postępowanie to jest uzasadnione w odniesieniu do przyczółków ze skrzyniami prostopadłymi lub ukośnymi, dla których klin odłamu nie jest na swej długości niczym ograniczony. Inaczej sprawa się przedstawia jeśli chodzi o najczęściej zresztą obecnie stosowane przyczółki ze skrzydłami równoległymi. Tu przy wyższych przyczółkach ukośna płaszczyzna klina odłamu przecina (trafia na) drugie skrzydło równoległe, przez co objętość tego klina się zmniejsza, a tym samym faktyczne naciski masy ziemnej na mur skrzydła będą też mniejsze. Poza tym niewątpliwie ma tu też wpływ działanie przeciwległej ściany, czyli drugiego skrzydła, na równowagę masy ziemnej. Wymiary przyczółka obliczone w zwykły sposób będą niejednokrotnie niepotrzebnie za grube, a więc nieekonomiczne. — Możemy tu z powodzeniem wykorzystać nasze poprzednie rozważania i zastosować je do obliczania przyczółków mostowych ze skrzydłami równoległymi, a zwłaszcza wąskich i wysokich. Patrząc z góry na przyczółek ze skrzydłami równoległymi zauwa-



Rys. 7a



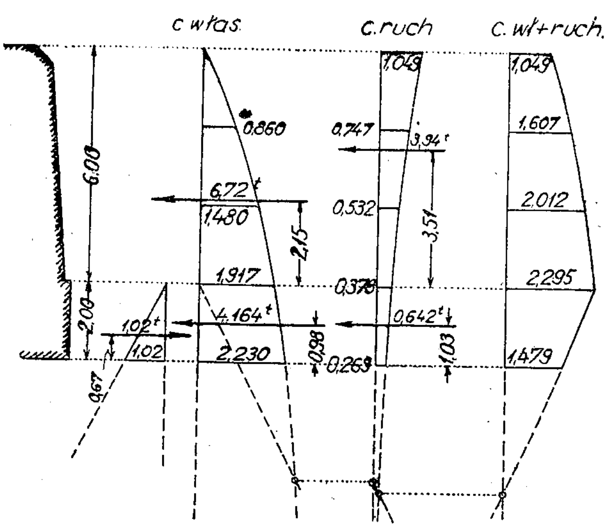
Rys. 7b

żymy, że tworzy on rodzaj skrzyni bez dna i bez jednej ściany (tylnej). Pomyślmy sobie, że uzupełniliśmy jeszcze tę brakującą ścianę tylną, którą stanowi zwykle stroma ściana wykopu wykonanego w gruncie spoistym, to widzimy, że mamy tu coś w rodzaju „silosu", dla którego umiemy obliczać wielkość nacisku na ściany. Zadanie obliczenia parcia ziemi sprowadzi się za tym do obliczenia nacisku materiału wypełniającego (nasypu przyczółka) na ściany komory.

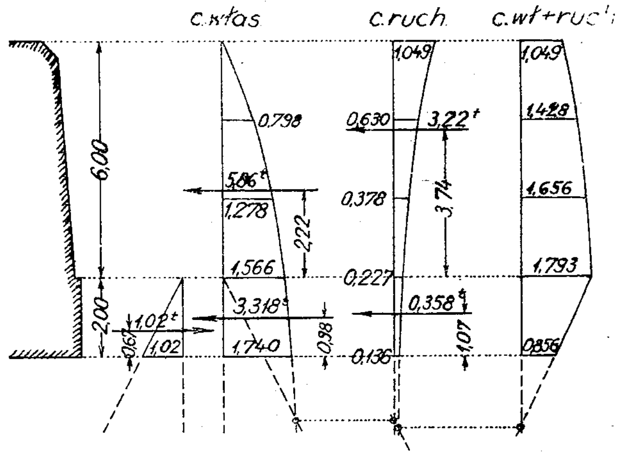
Proponuję przy przyczółkach ze skrzydłami równoległymi, zwłaszcza wysokich a wąskich, następujący sposób obliczenia.

Długość przedniej ściany przyczółka, liczoną od strony nasypu, oznaczamy u nas literą „a", odpowiedni zaś wymiar skrzydła literą „b". Jeśli mury przyczółka i strzydeł mają pochylenie od strony wewnętrznej (lub stopnie), to wydaje się w tym przypadku rzeczą słuszną przyjąć do obliczenia za „a" i „b" średnie wartości poziomych wymiarów komory utworzonej przez przyczółek ze skrzydłami.

Obecnie obowiązujące u nas przepisy zarówno dotyczące mostów drogowych jak i kolejowych, zalecają przyjmowanie poziomego kierunku parcia ziemi. Potrzebne wartości „g" i „ρ" weźniemy zależnie od rodzaju materiału wypełniającego z jakiegokolwiek podręcznika, czy kalendarza technicznego. W zwykłym najczęstszym wypadku, opierając się najnowszym „Projekcie przepisów o budowie i utrzymaniu mostów drogowych" z grudnia 1945 r. (część ogólna), możemy przyjąć $\underline{g = 1{,}8 \text{ t/m}^3}$ oraz $\underline{\rho = 34^0}$. Co do kąta φ to należałoby tu przyjąć wartość różną kątowi tarcia między materiałem wypełniającym i ścianami, co możemy znaleść w podręcznikach. Kąt ten zależny będzie od rodzaju materiału ziemnego, jego stopnia wilgotności oraz od rodzaju ścian i stopnia ich chropowatości. Nie bez słuszności można też wnioskować, że ponieważ materiał ziemny niewątpliwie przylgnie (przylepi się) do chropowatych ścian przyczółka, przeto kąt ten φ będzie równy kątowi ρ, a przynajmniej bardzo do niego zbliżony. — W zwykłych warunkach, dla piasku o naturalnej wilgoci, otrzymał Jamieson z doświadczeń wartość



Rys. 7c.



Rys. 7d.

$$\frac{f}{k} = f \cdot tg^2\,(45^0 - \frac{\rho^0}{2}) = 0{,}17$$

Jeśli tu przedstawimy $\rho = 34^0$ to otrzymamy:

$$f \cdot tg^2\,(45^0 - \frac{34^0}{2}) = 0{,}17$$

$$f \cdot tg^2\, 28^0 = 0{,}17$$

$$\underline{f} = \frac{0{,}17}{0{,}532^2} = \underline{0{,}6}$$

Odpowiada mu kąt $\underline{\varphi} = \text{arc tg } 0{,}6 = \underline{31^0}$

Przy obliczeniu skrzydeł — opierając się na poprzednich rozważaniach — wydaje się rzeczą słuszną obliczać nacisk na ścianę skrzydła, jak dla komory o bokach „a" i „b". Jeśli chodzi o część przednią przyczółka to tu dla pewności przyjmiemy nieograniczoną wielkość wymiaru „b" komory, czyli do wzorów wprowadzimy stosunek $\frac{F}{U}$ otrzymamy w ustępie (4c) t. j.:

$$\frac{F}{U} = \frac{a}{2}$$

Tu należy wspomnieć, że przedstawiony sposób obliczenia wyjaśnienia zarazem i uzasadnia postanowienia przepisów, tak krajowych, jak i zagranicznych, które mówią, że wykres parcia ziemi poniżej powierzchni terenu (na wysokości fundamentu) jest prostokątem do głębokości 2,00 m, po czym urywa się i parcie jest równe zero. Stosując teorię Coulomba, postanowienia tego nie można uzasadnić. Przypatrzmy się jednak, jak będzie się przedstawiał wykres parcia poziomego ziemi, gdy zastosujemy nasz sposób obliczenia. Z rysunku 7c i 7d do przykładu liczbowego

(ustęp 8) widzimy, że od powierzchni terenu (t. j. od głębokości 6,00 m) idąc wgłąb mamy z jednej strony naciski wywołane parciem ziemi na fundament od wewnetrznej strony przyczółka (krzywa logarytmiczna), od zewnętrznej zaś zwyczajne parcie ziemi (według Coulomba — linia prosta). W rezultacie więc wypadkowy nacisk na fundament maleje idąc w dół w sposób ciągły, schodząc w pewnej głębokości do zera.

b) Obliczenie rur (przewodów, przepustów) leżących w wykopach i zasypanych ziemią.

Głębokie rowy o nader stromych lub pionowych ścianach, na których dnie układamy rury różnych przewodów i zasypujemy je następnie ziemią — możemy uważać za szczególny przypadek silosu o przekroju „a . b“, w którym wymiar „b“ jest bardzo duży. Zastosowawszy więc wynik ustępu (4 c) t. j. $\frac{F}{U} = \frac{a}{2}$, gdzie a jest średnią szerokością rowu wykopu, możemy z naszych wzorów ustępu (5) otrzymać wielkość nacisku pionowego „q“ na głębokości górnej powierzchni rury, co potrzebne jest do jej obliczenia.

8. Przykłady liczbowe

a) Przyczółek mostu kolejowego (kolej główna I-rzędna), jednotorowego, o wysokości nad terenem 6,00 m posiada średnie wewnętrzne poziome wymiary komory utworzonej przez część przednią i skrzydła równoległe: a = 2,00 m (szerokość przyczółka) i b = 4,00 m (długość skrzydeł) oraz wysokość 6,00 + 2,00 = 8,00 m, rys. 7 a. Poniżej terenu fundament sięga na głębokość 2,00 m. Materiał wypełniający: piasek o ciężarze wł. g = 1,8 t/m³, kącie stoku naturalnego ρ = 34⁰ i współczynniku tarcia o ściany f = 0,6. Jako obciążenie ruchome przyjmijmy, że ciężar osi parowozu (25^t co 1,5 m) rozkłada się na całą szerokość przyczółka 4,50 m, czyli:

$$P_n = \frac{25}{1{,}5 \cdot 4{,}5} = 3{,}7 \text{ t/m}^2$$

Korzystamy z wzorów ustępu (5).

$$k = \frac{1}{\mathrm{tg}^2\,(45^0 - \frac{34^0}{2})} = \frac{1}{0{,}532^2} = 3{,}53$$

Część przednia przyczółka, rys. 7 c.

$$\frac{F}{U} = \frac{a}{2} = \frac{2{,}00}{2} = 1{,}00 \text{ m}$$

$$\mathcal{K} = \frac{0{,}6}{3{,}53 \cdot 1{,}00} = 0{,}17 \text{ m}^{-1}$$

Dla naziomu nieobciążonego otrzymujemy dla różnych głębokości:

$x = 2{,}00$ m, $\mathcal{K} \cdot x = 0{,}17 \cdot 2{,}00 = 0{,}34$,

$$e^{-0{,}34} = 0{,}713$$

$$p = \frac{1{,}8}{3{,}53 \cdot 0{,}17}\,(1 - 0{,}713) = 0{,}86 \text{ t/m}^2$$

$x = 4{,}00$ m, $\mathcal{K} \cdot x = 0{,}17 \cdot 4{,}00 = 0{,}68$,

$$e^{-0{,}68} = 0{,}507$$

$$p = 3{,}00\,(1 - 0{,}507) = 1{,}48 \text{ t/m}^2$$

$x = 6{,}00$ m, $\mathcal{K} \cdot x = 0{,}17 \cdot 6{,}00 = 1{,}02$,

$$e^{-1{,}02} = 0{,}361$$

$$p = 3{,}00\,(1 - 0{,}361) = 1{,}917 \text{ t/m}^2$$

$x = 8{,}00$ m, $\mathcal{K} \cdot x = 0{,}17 \cdot 8{,}00 = 1{,}36$,

$$e^{-1{,}36} = 0{,}257$$

$$p = 3{,}00\,(1 - 0{,}257) = 2{,}23 \text{ t/m}^2$$

Całkowite parcie ziemi na wysokości od x = 0 do x = 6,00 m

$$P_{0\ 6} = 3{,}00\left[6{,}00 + \frac{1}{0{,}17}(0{,}361 - 1)\right] = 6{,}72 \text{ t}$$

$$S_{0\ 6} = 3{,}00\left\{\frac{6{,}00^2}{2} + \frac{1}{0{,}17}\left[6{,}00 \cdot 0{,}361 + \frac{1}{0{,}17}\,(0{,}361 - 1)\right]\right\}$$

$$S_{0-6} = 3{,}00\left\{18{,}00 - \frac{1}{0{,}17} \cdot 1{,}594\right\} = 25{,}86 \text{ tm}$$

$$x_{s\,(0-6)} = \frac{25{,}86}{6{,}72} = 3{,}85 \text{ m};\ 6{,}00 - 3{,}85 = 2{,}15 \text{ m}$$

Całkowite parcie ziemi na fundament od x = 6,00 m do x = 8,00 m:

$$P_{6-8} = 3{,}00\left[2{,}00 + \frac{1}{0{,}17}(0{,}257 - 0{,}361)\right] = 4{,}164 \text{ t}$$

$$S_{6-8} = 3{,}00\ \frac{8{,}00^2 - 6{,}00^2}{2} + \frac{1}{0{,}17}\left[8{,}00 \cdot 0{,}257 - 6{,}00 \cdot 0{,}361 + \frac{1}{0{,}17}\,(0{,}257 - 0{,}361\right]\Big\} = 29{,}22 \text{ tm}$$

$$x_{s\,(6-8)} = \frac{29,22}{4,164} = 7,02 \text{ m}; \quad 8,00 - 7,02 = 0,98 \text{ m};$$

Dla naziomu obciążonego: $p_n = 3,7$ t/m²

$$x = 0, \quad p = \frac{3,7}{3,53} = 1,049 \text{ t/m}^2$$

$x = 2,00$ m, $p = 1,049 \cdot 0,713 = 0,747$ t/m²

$x = 4,00$ m, $p = 1,049 \cdot 0,507 = 0,532$ t/m²

$x = 6,00$ m, $p = 1,049 \cdot 0,361 = 0,378$ t/m²

$x = 8,00$ m, $p = 1,049 \cdot 0,257 = 0,269$ t/m²

Całkowite parcie ziemi na wysokości od $x = 0$ do $x = 6,00$ m:

$$P_{0-6} = \frac{3,7}{3,53 \cdot 0,17}(1 - 0,361) = 3,94 \text{ t}$$

$$S_{0-6} = 6,17\left[-6,00 \cdot 0,361 + \frac{1}{0,17}(1 - 0,361)\right] = 9,82 \text{ tm}$$

$$x_{s\,(0-6)} = \frac{9,82}{3,94} = 2,49 \text{ m}; \quad 6,00 - 2,49 = 3,51 \text{ m}$$

Całkowite parcie ziemi na fundament, od $x = 6,00$ do $x = 8,00$ m

$$P_{6-8} = 6,17\,(0,361 - 0,257) = 0,642 \text{ t}$$

$$S_{6-8} = 6,17\left[6,00 \cdot 0,361 - 8,00 \cdot 0,257 + \frac{1}{0,17}(0,361 - 0,257)\right] = 4,47 \text{ tm}$$

$$x_{s\,(6-8)} = \frac{4,47}{0,642} = 6,97 \text{ m};$$

$$8,00 - 6,97 \text{ m} = 1,03 \text{ m}.$$

Na wysokość fundamentu działa w przeciwnym kierunku parcie ziemi (według Coulomba), przyczym w głębokości 8,00 m tj. w wysokości stopy fundamentu mamy według wzorów ustępu (2 a)

$$p = 1,8 \cdot 2,00 \cdot tg^2\left(45^0 - \frac{34^0}{2}\right) = 1,8 \cdot 2,00 \cdot 0,532^2 = 1,02 \text{ t/m}^2$$

Całkowity nacisk ziemi

$$P = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 2,00^2 \cdot 0,531^2 = 1,02 \text{ t}$$ leży w wysokości od stopy fundamentu $\frac{2,00}{3} = 0,67$ m

S k r z y d ł o, rys. 7 d.

$$\varkappa = \frac{0,6 \cdot 2\,(2,00 + 4,00)}{3,53 \cdot 2,00 \cdot 4,00} = 0,255 \text{ m}^{-1}$$

Dla naziomu nieobciążonego otrzymujemy dla różnych głębokości:

$x = 2,00$ m, $\varkappa \cdot x = 0,255 \cdot 2,00 = 0,510$,

$$e^{-0,510} = 0,601$$

$$p = \frac{1,8}{3,53 \cdot 0,255}(1 - 0,601) = 0,798 \text{ t/m}^2$$

$x = 4,00$ m, $\varkappa \cdot x = 0,255 \cdot 4,00 = 1,020$,

$$e^{-1,020} = 0,361$$

$$p = 2,00\,(1 - 0,361) = 1,278 \text{ t/m}^2$$

$x = 6,00$ m, $\varkappa \cdot x = 0,255 \cdot 6,00 = 1,530$,

$$e^{-1,530} = 0,217$$

$$p = 2,00\,(1 - 0,217) = 1,566 \text{ t/m}^2$$

$x = 8,00$ m, $\varkappa \cdot x = 0,255 \cdot 8,00 = 2,040$,

$$e^{-2,040} = 0,130$$

$$p = 2,00\,(1 - 0,130) = 1,740 \text{ t/m}^2$$

Całkowite parcie ziemi na wysokości od $x = 0$ do $x = 6,00$ m:

$$P_{0-6} = 2,00\left[6,00 + \frac{1}{0,255}(0,217 - 1)\right] = 5,86 \text{ t}$$

$$S_{0-6} = 2,00\left\{\frac{6,00^2}{2} + \frac{1}{0,255}\left[6,00 \cdot 0,217 + \frac{1}{0,255}(0,217 - 1)\right]\right\} = 22,14 \text{ tm}$$

$$x_{s\,0-6)} = \frac{22,14}{5,86} = 3,78 \text{ m}; \quad 6,00 - 3,78 = 2,22 \text{ m}.$$

Całkowite parcie ziemi na wysokości fundamentu od $x = 6,00$ do $x = 8,00$ m:

$$P_{6-8} = 2,00\left[2,00 + \frac{1}{0,255}(0,130 - 0,217)\right] = 3,318 \text{ t}$$

$$S_{6-8} = 2,00\left\{\frac{8,00^2 - 6,00^2}{2} + \frac{1}{0,255}\left[8,00 \cdot 0,130 - 6,00 \cdot 0,217 + \frac{1}{0,255}(0,130 - 0,217)\right]\right\} = 23,268 \text{ tm}$$

$$x_{s\,(6-8)} = \frac{23,268}{3,318} = 7,02 \text{ m}; \; 8,00 - 7,02 = 0,98 \text{ m}$$

Dla naziomu obciążonego $p_n = 3,7$ t/m²:

$$x = 0, \quad p = \frac{3,7}{3,53} = 1,049 \text{ t/m}^2$$

$$x = 2,00 \text{ m}, \quad p = 1,049 \cdot 0,601 = 0,630 \text{ t/m}^2$$

$$x = 4,00 \text{ m}, \quad p = 1,049 \cdot 0,361 = 0,378 \text{ „}$$

$$x = 6,00 \text{ m}, \quad p = 1,049 \cdot 0,217 = 0,227 \text{ „}$$

$$x = 8,00 \text{ m}, \quad p = 1,049 \cdot 0,130 = 0,136 \text{ „}$$

Całkowite parcie ziemi na wysokości od x = 0 do x = 6,00 m:

$$P_{0-6} = \frac{3,7}{3,53 \cdot 0,255} (1 - 0,217) = 3,22 \text{ t}$$

$$S_{0-6} = 4,11 \left[-6,00 \cdot 0,217 + \frac{1}{0,255} (1 - 0,217) \right] = 7,26 \text{ tm}$$

$$x_{s(0-6)} = \frac{7,26}{3,22} = 2,26 \text{ m}; \quad 6,00 - 2,26 = 3,74 \text{ m}$$

Całkowite parcie na fundament od x = 6,00 do x = 8,00 m

$$P_{6-8} = 4,11 (0,217 - 0,130) = 0,358 \text{ t}$$

$$S_{6-8} = 4,11 \left[6,00 \cdot 0,217 - 8,00 \cdot 130 + \frac{1}{0,255} (0,217 - 0,130) \right]$$

$$S_{6-8} = 4,11 \left[1,302 - 1,040 + \frac{1}{0,255} \cdot 0,087 \right] = 2,48 \text{ tm}$$

$$x_{s(6-8)} = \frac{2,48}{0,358} = 6,93 \text{ m}; \quad 8,00 - 6,93 = 1,07 \text{ m}.$$

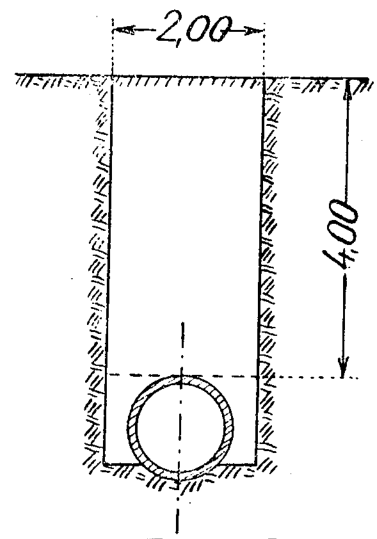
Wartość parcia ziemi, działającego na fundament w przeciwnym kierunku, obliczyliśmy już przy „przedniej części przyczółka".

Dla porównania wyników podano na rys. 7b wykres parcia ziemi obliczony w zwykły sposób według teorii Coulomba; z wzorów ustępu (2) otrzymuje się w głębokości 6,00 m ciśnienie poziome jednostkowe $p = 1,8 \cdot 6,0 \cdot 0,532^2 = 3,06$ t/m² dla ciężaru własnego, oraz na całej wysokości dla ciężaru ruchomego $p = 3,7 \cdot 0,532^2 = 1,049$ t/m².

b) Na dnie wykopu (rowu) o pionowych (b. stromych) ścianach ułożony jest przewód rurowy. Średnia szerokość wykopu (rowu) a = 2,00 m. Wysokość zasypania nad rurą x = 4,00 m, rys. 8. Materiał wypełniający piaszczysto-żwirowy:

$$g = 1,92 \text{ t/m}^3, \quad \rho = 34^0, \quad \varphi = 31^0.$$

Wyznaczyć wielkość nacisku pionowego w głębokości x = 4,00 m.



Rys 8.

$$k = \frac{1}{tg^2 \left(45^0 - \frac{34}{2}\right)} = 3,53$$

$$f = tg\, 31^0 = 0,60$$

$$\lambda = \frac{0,6 \cdot 2}{3,53 \cdot 2,00} = 0,17 \text{ n}^{-1}$$

W głębokości x = 4,00 m otrzymujemy:

$$x = 4,00 \text{ m}, \quad \lambda x = 0,17 \cdot 4,00 = 0,680;$$

$$e^{-0,680} = 0,507$$

$$q = \frac{1,92}{0,17} (1 - 0,507) = 5,57 \text{ t/m}^2.$$

Dla porównania obliczymy wartość tego nacisku według E Marquardta (Betonkalender 1941, II część, str. 172. Z wykresu otrzymuje się dla $\left(\frac{H}{B}\right) = \frac{x}{a} = \frac{4,00}{2,00} = 2,0$ i materiału piaszczysto-żwirowego g = 1920 kg/m³ G_E = 11250 kg/m, czyli na 1 m² $q = \frac{11,250}{2,00} = 5,62$ t/m²; różnica wynosi zaledwie — 0,9%.

Dr Inż. ANDRUSZEWICZ STANISŁAW

Referat zgłoszony na Zjazd Naukowy Polskich Inżynierów Budowlanych — Sekcja Techniczna.

NOWOCZESNY ROZWÓJ BUDOWNICTWA

Ogromny rozwój budownictwa i wielkie zadania z tym związane wymagają ścisłego poznania głównych materiałów budowlanych, którymi są: drzewo, cegła, kamień, beton, stalbeton i stal. Dziedziny zastosowania każdego z tych materiałów są określone względami technicznej celowości, ekonomiczności i piękna.

Starożytne budowle, jakie do dziś zachowały się, świadczą o tym, że trwałość starannie wykonanych budowli z kamienia i cegły jest prawie nieograniczoną, a wybudowane przez Rzymian kamienne mosty i dziś jeszcze częstokroć służą celom komunikacji.

Natomiast co do stali i stalbetonu nie posiadamy tak długiego doświadczenia. Najstarsze budowle stalowe liczą 160 lat, zaś budownictwo stalbetonowe może się opierać na 70-cioletnim doświadczeniu. Wykonane jednak budowle wykazują, że do tych materiałów możemy mieć pełne zaufanie. Za pomocą stali można uzyskać znaczne rozpiętości, cienkie wymiary i najmniejsze wysokości przekrojów konstrukcji nośnej, budowle stalowe dają się łatwo wzmacniać i mogą być wykonywane w zimie, a więc niezależnie od pory roku i stanu pogody. Również i stalbeton wykazuje wielkie zalety. Jego zastosowanie w budownictwie obniżyło koszta budowli i przyczyniło się do skrócenia czasu budowy. Mosty stalbetonowe są znacznie tańsze niż analogiczne mosty wykonane z kamienia lub cegły.

Obok tych zalet istnieją wady. Konstrukcje stalowe wymagają starannej konserwacji dla ochrony przed rdzewieniem i ochrony przed pożarem. Natomiast konstrukcje stalbetonowe trudno wzmacniać, a roboty stalbetonowe są zależne od pogody i podlegają szkodliwemu działaniu mrozu. Oba te rodzaje budownictwa wymagają poza tym wielkiego doświadczenia, wyszkolenia, fachowości, sumienności i poczucia odpowiedzialności ze strony konstruktorów, robotników i kierownictwa budowy.

Zastosowanie drewna, które dawniej było najgłówniejszym materiałem budowlanym, dziś zeszło na dalszy plan. Mosty drewniane buduje się dzisiaj tylko dla celów prowizorycznych i wojennych. Odgrywa tu rolę ich krótkotrwałość, która przeważnie wynosi mniej niż 20 lat, brak odporności na wilgoć, oraz niewielką nośność i trudność zabezpieczenia przed pożarem.

Pokrótce omówione zostaną postępy, jakie osiągnięto w zastosowaniu tych materiałów budowlanych.

I. BUDOWNICTWO STALOWE

1. Postępy techniczne.

Początek rozwoju tego budownictwa sięga drugiej połowy 18 wieku, gdy w Anglii w r. 1779, a na Śląsku w r. 1796 wybudowano pierwsze na świecie mosty z żeliwa. Wynalazek kolei przyczynił się do zarzucenia kruchego żeliwa na korzyść stali spawalnej i spowodował ogromny rozwój budowy mostów kolejowych. Odrazu zaczęto stosować nieznane dotychczas wielkie rozpiętości przęseł, osiągając w r. 1850 przy moście „Britania" prześwit 140 m, a w r. 1890 przy moście „Firth of Forth" w Szkocji prześwit 518 m.

Udoskonalenie sposobów przetapiania rudy żelaznej przez Bessemera (1855) i Thomasa (1878) oraz wynalazek pieca Martenowskiego (1864) umożliwiły masową produkcję nowego materiału: stali zlewnej czysto węglistej (0,10 do 0,15% C) o wytrzymałości 37 do 44 kg/mm², znanej u nas także jako stal mostowa 37. Dalszym bodźcem rozwoju było zastosowanie w drugiej połowie 19 wieku walcowanych kształtówek o profilach I [L itd., w miejsce poprzednio wyłącznie używanych płaskowników.

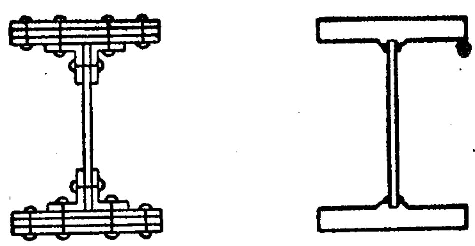
Wytężone prace badaczy wysunęły na pierwszy plan wytwarzanie ulepszonych rodzajów stali, których właściwości zależą od %-towej zawartości różnych domieszek uszlachetniających. Poznanie wpływu domieszek, którymi oprócz węgla są pierwiastki: krzem, chrom, miedź, nikiel, mangan, molibden, kobalt, aluminium i inne, umożliwiło wytwarzanie szlachetnych stali stopowych. Pierwsze stale stopowe, a mianowicie stal niklową zaczęto stosować w USA w początkach 20. wieku do budowy mostów. W r. 1925 uzyskano w Europie środkowej możliwości taniej masowej produkcji stali stopowej, co począwszy od roku 1929 przyczyniło się do szerokiego zastosowania tego materiału w budownictwie pod nazwą stal specjalna S 52.

Przy budowie bardziej drobnoziarnistej stale szlachetne charakteryzują się wyższymi granicami płynności, sprężystości, wytrzymałości, większą odpornością na wpływy dynamiczne i korozję. Dokładne obliczenia wpływu zwiększonej wytrzymałości stali S 52 w stosunku do stali zlewnej S 37, stwierdziły oszczędność na ciężarze 25 do 30%, zależnie od wielkości i charakteru budowli, oraz oszczędność w kosztach 12 do 15%. Wyniki te uzyskano przy budowie mostu nad cieśniną Mały Bełt w Danii w r. 1934, który wykonano ze stali chromo-miedziowej.

Jednym z największych postępów, jaki osiągnięto w budowie stalowych mostów i w budownictwie stalowym wogóle, jest zastosowanie począwszy od r. 1928 techniki spawania. Pierwszym, który zastosował spawanie do budowy mostów był profesor Bryła, konstruktor spawanego mostu kratowego na Słudwi pod Łowiczem, o rozpiętości 27 m.

Przez stosowny wybór kształtu dźwigarów i wyzyskanie własności wytrzymałościowych materiału

uzyskano znaczne zaoszczędzenie ciężaru, gdyż waga stalowych budowli spawanych jest o 15 do 25% mniejszą od ciężaru analogicznych budowli wykonanych zapomocą nitowania. Odpada bowiem osłabienie przekrojów przez dziury do nitów, stają się zbędne kątowniki, łączące pasy ze środnikiem blachownicy. Unika się przez to wielkiego marnotrawstwa materiałów, jakie ma miejsce przy nitowaniu, jak to zresztą pokazuje rys. 1.



Rys. 1. Dźwigar nitowany i dźwigar spawany.

Przez udoskonalenie metod spawania osiągnęły spawane konstrukcje taki sam stopień bezpieczeństwa, jak konstrukcje nitowane. Najwięcej dziś stosowanymi metodami spawania są: spawanie łukiem elektrycznym i spawanie acetylenowo-tlenowe. Przy spawaniu łukiem elektrycznym, którego temperatura wynosi około 4000 °C, stapia się koniec metalowej pałeczki z drutu tzw. elektrody, a drobne krople roztopionego metalu natryskują spawane miejsce i krzepną, tworząc prążkowate uwypuklenia, zwane spoiną. Przy spawaniu autogenicznym stapiają się druty w płomieniu acetylenowym.

Spawanie wymaga wielkiego doświadczenia i staranności spawaczy w tym celu, żeby występujące przy spawaniu odkształcenia i naprężenia termiczne ograniczyć do minimum. Wykonanie spawania jest połączone z bardzo wysokimi temperaturami, które wywołują w materiale rodzimym części łączonych naprężenia montażowe, a w przylegającej spoinie wysokie naprężenia skurczowe, spowodowane różnicą temperatur w spoinie i w przylegającej konstrukcji. Naprężenia skurczowe w spoinie są tym większe, im dłuższą jest spoina; lepsze więc i wytrzymalsze są spoiny krótsze i cieńsze. Stwierdzono, że naprężenia montażowe i skurczowe przeważnie nie są szkodliwe, jednak celem ich zmnieiszenia stosuje się jako środki zaradcze: pałeczki elektrodowe z materiału o takiej samej wytrzymałości co materiał łączony, przy czym lepsze są pałeczki powlekane zamiast gołych, dalej stosuje się małą grubość szwów spawanych oraz możliwie nieznaczny dopływ ciepłoty, ażeby uniknąć spoin kruchych oraz pęknięć w spoinach. Wreszcie przy pomocy specjalnych uchwytów utwierdza się części łączone podczas spawania, dla uniknięcia ich zniekształcenia.

Do badania spoin zastosowano między innymi ich prześwietlanie zapomocą promieni Röntgena.

Jeżeli konstrukcje podlegają naprężeniom dynamicznym, wstrząsającym, to wówczas stosuje się zasadę, że wszystkie spoiny muszą być ciągłe, nieprzerywane.

Przy dzisiejszym stanie techniki spawania budują zagranicą spawane mosty drogowe blaszane do 110 m rozpiętości, a mosty kolejowe blaszane do 60 m rozpiętości.

2. Rodzaje i gatunki stali.

Ponieważ w życiu codziennym wciąż jeszcze często spotykamy się z tą błędną terminologią, że miękką stal węglistą nazywa się nieprawidłowo żelazem, przeto jest rzeczą wskazaną bliżej omówić pojęcie stali. Według Polskich Norm Hutniczych należy bowiem nazwę „żelazo" obecnie stosować wyłącznie do metalu chemicznie czystego lub prawie czystego, otrzymywanego przez elektrolizę.

W budownictwie używamy jedynie plastycznie i cieplnie obrabialnego stopu żelaza z węglem i z innymi pierwiastkami, zwanego stalą. Takie pojęcie stali podaje Polska Norma PN/H-201. Według tej normy odróżniamy dziś dwa rodzaje stali, mianowicie stale węglowe, których własności zależą głównie od zawartości węgla oraz stale stopowe, których jakość zależną jest nietylko od węgla, lecz także od innych pierwiastków, celowo w przeróbce hutniczej wprowadzanych.

Zależnie od procentowej zawartości węgla istnieją różne odmiany stali. W budownictwie są przeważnie używane te odmiany stali węglowej, które według normy PN/H-210 powinny mieć powyżej 0,06% i poniżej 0,20% węgla, a które praktycznie nie poddają się hartowaniu. Te odmiany nazywamy stalą miękką, ponieważ daje się ona łatwo spawać sposobem kowalskim. Stale mające powyżej 0,20% węgla spawają się trudno.

Zależnie od tego, co się dodaje, istnieją rozmaite rodzaje stali, a zależnie od ilości dodatków powstają różne gatunki stali. Posiadamy stale wysokostopowe i niskostopowe, w których zawartość dodatku uszlachetniającego jest mniejsza od 3%.

W parze z gatunkiem idą właściwości stali. Na przykład dodatek chromu do stali węglistej znacznie powiększa jej odporność na rdzewienie. Stal zawierająca 0,1% węgla i powyżej 12% chromu staje się nierdzewna. Przy większej ilości węgla nierdzewność stali staje się wątpliwa. Dodanie miedzi wybitnie uodparnia materiał przeciw korozji. W stali niklowej doprowadzono granicę sprężystości do 40 kg/mm² i wytrzymałości do 70 kg/mm². Ze względu na znaczne koszta drogiego niklu, ten typ stali jest do celów konstrukcyjnych rzadziej używany, natomiast daje się pierwszeństwo stalom manganowym, krzemo-manganowym i chromo-miedziowym.

W zależności od rodzaju przeróbki rozróżniamy według normy PN/H-202 rozmaite postacie stali, a więc stal laną, kutą, walcowaną i przeciąganą. W klasyfikacji stali odróżniamy trzy zasadnicze grupy: stal narzędziową, konstrukcyjną i stal o specjalnych właściwościach fizycznych i chemicznych.

3. Ochrona przed zniszczeniem.

Wadą konstrukcji stalowych jest ich mała odporność na wpływy chemiczne, co wymaga stosowania kosztownych środków zabezpieczających stal przed zniszczeniem na skutek korozji. Korozja jest to rozkład i zniszczenie metali, spowodowane procesami elektrochemicznymi. Istnieją różne formy korozji, najbardziej znaną jej postacią jest rdza, również rozmaite kwasy, sole, gazy i dym parowozów działają agresywnie.

Tutaj wielkie znaczenie posiada wprowadzenie poprzednio wyżej opisanych stali stopowych, odpornych na rdzewienie.

Dotychczas najważniejszym i najczęściej stosowanym środkiem rdzochronnym jest malowanie farbą olejną. Farba ta składa się ze spoiwa, którym jest olej lniany lub pokost lniany, z ulatniających sie rozcieńczalników jak benzyna, benzol, terpentyna i inne, oraz z pigmentów czyli barwników suchych, którymi są tlenki metali jak ołów, cynk, żelazo. Przepisowo wykonuje się zwykle dwukrotne malowanie gruntujące rdzochronne zapomocą minii ołowianej oraz dwukrotne malowanie kryjące dla ochrony przed wpływami zewnętrznymi. Trwałość jej powłoki zależy w dużej mierze od gatunku farby, sposobu malowania, stanu oczyszczenia rdzewiejącej konstrukcji i od wpływów atmosferycznych podczas malowania.

Dla ochrony konstrukcji stalowych tkwiących w ziemi stosuje się powłoki bitumiczne, wyrabiane z asfaltów lub z destylatów węgla kamiennego. W specjalnych wypadkach stosuje się powłoki metaliczne np. cynkowe i ołowiane, nakładane drogą galwanizacji lub przez kąpiel i natryskiwanie. Często jest stosowane uodpornienie stali przeciw korozji przez obetonowanie wzgl. torkretowanie.

Wiek życia budowli stalowych zależy w znacznym stopniu od ich utrzymania bieżącego i doglądania, od zabezpieczenia przed wilgocią przez zapewnienie swobodnego przewiewu oraz przez należyte odprowadzenie wody deszczowej przy budowlach stojących na wolnym powietrzu.

Dalszym problemem jest zastosowanie skutecznych środków ochraniających konstrukcje stalowe przed ogniem. Już mały pożar jest w stanie rozgrzać stal w ciągu kilku minut do temperatury powyżej 500 °C i spowodować takie odkształcenia dźwigarów stalowych, że te stają się niezdatne do użytku.

Wiemy jednak, że otulenie dźwigarów warstwą betonu grubości 4 cm daje szkieletowi stalowemu conajmniej takie samo zabezpieczenie przeciwpożarowe co stalbeton. Także opłaszczenie materiałami azbestowymi daje pewne zabezpieczenie przed pożarem.

4. Zastosowanie stali w budownictwie.

Główną dziedziną zastosowania stali jest budowa mostów, wielkich hal, gmachów monumentalnych oraz tzw. drapaczy chmur. Postępy techniczne umożliwiły wykonanie konstrukcji mostów o wielkich wysokościach i rozpiętościach, przy czym wprowadzenie stali stopowych o wytrzymałości przeszło 50% większej niż przy normalnej stali zlewnej pozwoliło na znaczne zmiejszenie ciężaru własnego.

Największe mosty posiadają USA. Największą rozpiętość posiada stalowy most wiszący nad Złotą Bramą w San Francisko, ukończony w r. 1936. Tutaj długość środkowego przęsła wynosi 1280,2 m, wzniesienie jego dolnej krawędzi 64 m ponad najwyższym stanem zwierciadła wody, a koszt budowy wyniósł 37 milionów dolarów. Przy dzisiejszym stanie techniki jest rzeczą możliwą zbudować most wiszący do rozpiętości 3000 metrów. Najdłuższym i najkosztowniejszym mostem drogowym na świecie jest stalowy most na zatoce San Francisko-Oakland o długości przeszło 8 km, wykończony w r. 1937, którego koszta wyniosły 77 milionów dolarów. Do budowy użyto tutaj 190 000 t stali oraz 750 000 m³ betonu.

Do największych stalowych mostów łukowych należy kratowy most w porcie Sydney w Australii, wybudowany w latach 1925—1930, posiadający rozpiętość środkowego przęsła łukowego równą 503,4 m i ciężar konstrukcji stalowej 33 500 t. Nieco większą rozpiętość 504 m posiada most łukowy o podobnej konstrukcji na rzece Kill van Kull w USA, zbudowany w r. 1931.

Gwałtowny wzrost kosztów parcel budowlanych w dużych miastach stał się przyczyną budowy wysokich gmachów i znacznej ilości pięter. Tutaj wykonanie budynków monolitycznych z cegły lub stalbetonu wymagałoby fundamentów o potwornych rozmiarach. Dlatego też przy budowie tzw. drapaczy chmur zastosowano z korzyścią stalową konstrukcję szkieletową, przenoszącą wszystkie obciążenia wprost na fundament. Ściany boczne służą tutaj tylko jako wypełnienie przestrzeni oraz jako izolacja cieplna. Należyte wykonanie ścian wypełniających konstrukcję szkieletową może dać oszczędności na opale do 20% rocznie.

Ojczyzną drapaczy chmur są Stany Zjednoczone. Pierwszy dziesięciopiętrowy drapacz o konstrukcji nośnej ze stali walcowanej powstał w Chicago w r. 1883. W roku 1939 było już w USA około 5 000 drapaczy chmur z ilością pięter ponad 10 do 60, z tego około 2 500 w samym Nowym Yorku. 190 gmachów liczyło tutaj ponad 21 pięter. Ukończony w r. 1931 najwyższy gmach Empire-State w N. Jorku posiada wysokość 378 m i liczy 85 pięter, przy czym wbudowano tu 52 000 t stali. W porównaniu z nim wieża Eiffla w Paryżu zbudowana w r. 1889, posiada ciężar 8 000 t stali i wysokość 300 m.

Do budowy drapaczy chmur w Ameryce zużyto w przybliżeniu 15 milionów tonn stali, co odpowiada wartości przeszło 10 miliardów złotych przedwojennych wydanych na samą konstrukcję stalową drapaczy. Wartość tych gmachów wynosiła 60 miliardów złotych w złocie, nie licząc wartości parcel.

Zapotrzebowanie stali przy gmachach szkieletowych liczących do 10 pięter wyniosło 25 kg/m³ obudowanej przestrzeni, zaś przy wielkich drapaczach chmur do 50 kg/m³.

W związku z tym niezwykłym rozwojem budownictwa stalowego obecnie coraz więcej zwraca się uwagę na estetyczne ukształtowanie budowli i na ich piękno architektoniczne. Twórcami nowoczesnej architektury są w dużej mierze inżynierowie statycy, którzy opracowując obliczenia zgodne z poznanymi prawami natury, posiadają możność zastosowania śmiałych rozwiązań harmonizujących z otoczeniem.

W ostatnich latach przed wojną znacznie zwiększyło się zastosowanie stali w budownictwie wodnym. Coraz częściej stosuje się rury stalowe do wodociągów, stalowe jazy, stalowe bramy śluz, studnie zapuszczane, kesony pollery itd. Na pierwsze miejsce wysuwa się tutaj zwalczanie szkód na skutek korozji. Doświadczenia wykazały, że wytrzymałość stalowych ścian szpuntowych na rdzewienie jest większa, aniżeli to dotychczas przyjmowano. Przy wykonaniu stalowych budowli podwodnych oddaje technika spawania pierwszorzędne usługi, gdyż przy pomocy spawania łatwo jest osiągnąć zupełną wodoszczelność konstrukcji. W tym ma spawanie tutaj pierwszeństwo nad nitowaniem.

W ciągłym jeszcze stadium rozwoju są konstrukcje zespolone stali z betonem i to zarówno w budownictwie mostowym jak i mieszkaniowym. Szczególnie w budownictwie szkieletowym obecnie często stosuje się stalowe podpory z rdzeniem wypełnionym betonem. W budownictwie mostowym stosuje się także konstrukcje jako system Melana, przy którym sztywny szkielet uzbrojeniowy zwykle, choć niezawsze, sam tworzy rusztowanie.

5. Samopomoc materiału.

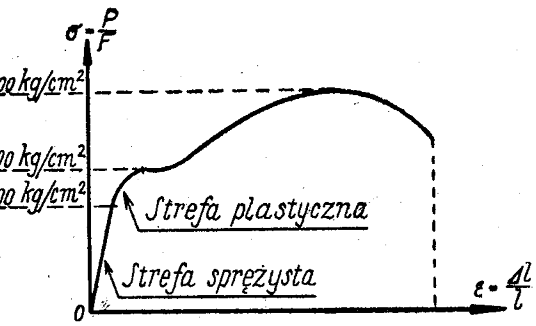
Przed wojną dużo zajmowano się problemem, jak zachowują się konstrukcje stalowe po przekroczeniu granicy proporcjonalności względnie granicy sprężystości σ_e, przechodząc do stanu plastyczności (ciastowatości). Dla stali zlewnej o wytrzymałości na rozerwanie $\sigma_r = 3700$ kg/cm², leży strefa plastyczna pomiędzy granicami $\sigma_e = 1800$ kg/cm², a $\sigma_f = 2400$ kg/cm² (patrz diagram naprężeń na rys. 2).

Badania wykazują, że w statycznie niewyznaczalnych dźwigarach kratowych występuje samopomoc materiału, która na tym polega, że przenatężony pręt (tj. słup, krzyżulec lub pas) w którym naprężenia przekroczą granicę sprężystości, oddaje nadmiar swego obciążenia sąsiednim prętom mniej silnie obciążonym. Wtedy siły osiowe w przenatężonych prętach cieńszych wzrastają powolniej aniżeli obciążenia, podczas gdy siły osiowe w prętach grubszych muszą się silniej powiększać, zaś właściwość ciągliwości stali przyczynia się do równomiernego rozłożenia naprężeń na poszczególne części konstrukcji stalowej. W ten sposób następuje wyrównanie naprężeń w całej kratownicy. Powyższe zjawisko ma swoje uzasadnienie w zależności sił wewnętrznych w prętach statycznie niewyznaczalnej kratownicy od odkształceń tych prętów.

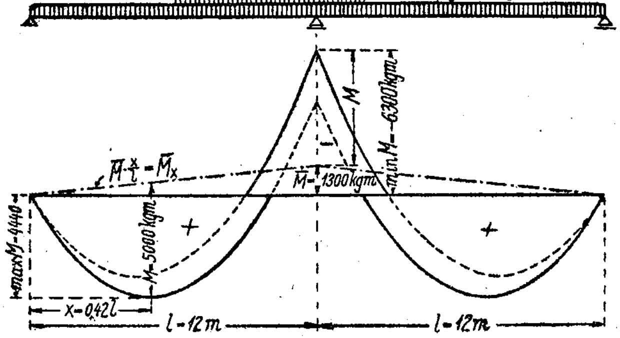
Zjawisko to pod pewnymi względami daje pierwszeństwo statycznie niewyznaczalnym dźwigarom nad statycznie wyznaczalnymi dźwigarami. Powoduje to również, że np. obniżenie lub zapadnięcie się podpór przy obliczaniu i wymiarowaniu statycznie niewyznaczalnych dźwigarów ciągłych na wielu podporach, może z reguły być nieuwzględnione. Wreszcie zjawisko samopomocy materiału daje tę korzyść, że przy wzmacnianiu kratownicy można ograniczyć ilość prętów potrzebujących wzmocnienia do minimum.

Dalsze badania wykazały, że zarówno przy obciążeniu dynamicznym jak i przy obciążeniach zmieniających się, dążą odkształcenia trwale pozostające w statycznie niewyznaczalnym dźwigarze ciągłym do osiągnięcia pewnej stałej skończonej granicznej wartości.

Wyzyskując zjawisko samopomocy materiału i wyrównanie naprężeń na skutek zdolności stali do podlegania plastycznym odkształceniom, opracowano przed wojną nowy sposób wymiarowania statycznie niewyznaczalnych belek na podstawie **teorii plastyczności.** Metoda ta opiera się na założeniu, że po osiągnięciu granicy płynności σ_f w pewnym przekroju belki ciągłej, następuje wyrównanie dodatnich momentów przęsłowych Mmax i ujemnych momentów podporowych Mmin. (P. rys. 3). W najogólniejszym ujęciu jest zasadą metody opartej na teorii plastyczności to, żeby wszystkie momenty największe dodatnie i ujemne, powiększone o pewien pomyślany moment wyrównawczy $\overline{M}$, były sobie równe w wartości absolutnej. Tą wartość nazwiemy M. Przy



Rys. 2. Diagram naprężeń stali zlewnej.



Rys. 3.

tym muszą być wypełnione następujące dwa warunki podstawowe:

$$(M_{max} + \overline{M}_x) \leq M$$

$$(M_{min} + \overline{M}) \leq -M$$

Wartość M = W. σ dop. jest momentem, który służy za podstawę do wymiarowania. Dla stali zlewnej dopuszczalne naprężenie nie może w żadnym wypadku przekroczyć granicy plastyczności stali σ_f = 2400 kg/cm². Dla zachowania większego stopnia bezpieczeństwa należy dopuszczalne naprężenie σ dop. przyjmować równe wartości dozwolonej przepisami, a więc σ dop. = 1200 kg/cm².

W porównaniu z obliczeniem według teorii sprężystości daje obliczenie na podstawie teorii plastyczności oszczędność na materiale i racjonalniejsze przekroje belki hyperstatycznej. Na przykład dla najniekorzystniejszych wypadków równomiernego obciążenia belki ciągłej o dwu jednakowych przęsłach, podanej na rys. 3, teoria sprężystości dostarcza następujące wzory:

$$M_{max} = 0,07 \cdot gl^2 + 0,095 \cdot pl^2 = + 4440 \text{ kgm}$$

$$\text{oraz } M_{min} = -0,125 (g + p) \cdot l^2 = -6300 \text{ kgm.}$$

Natomiast do wymiarowania tej belki podług teorii plastyczności może służyć wyprowadzony na podstawie powyższych rozważań wzór:

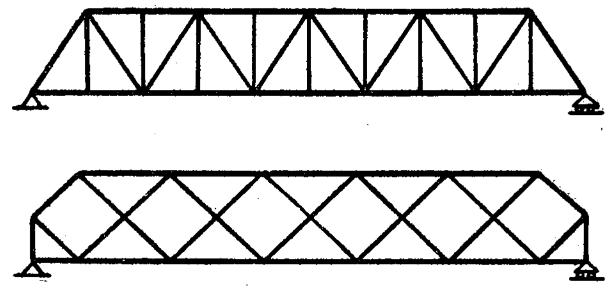
$$M = 0,086 \cdot gl^2 + 0,102 \cdot pl^2 \cdot = \pm 5000 \text{ kgm.}$$

6. Prace teoretyczne i badawcze.

Przede wszystkim znaczne postępy wykazał rozwój sposobów badania materiałów oraz dokładniejsze poznanie oddziaływania sił zewnętrznych i czynników destrukcyjnych na budowle stalowe. Udoskonalono też metody pomiaru odkształcenia obciążonych konstrukcyj i aparaty pomiarowe.

Liczne w ostatnich latach przed wojną prace teoretyczne i badawcze nad obliczaniem i ukształtowaniem szczegółów budowli stalowych umożliwiły dokładniejsze poznanie problemu stabilizacji środników i usztywnień w blachownicach, zbadano wytrzymałość długotrwałą połączeń nitowanych i spawanych na działanie sił dynamicznych, udoskonalono obliczanie cienkich prętów na zginanie i wyboczenie, ulepszono i uproszczono obliczanie dźwigarów powłokowych i rombowych.

Nowsze pomiary naprężeń drugorzędnych w belkach kratowych wykazały, że poprzednio ogólnie stosowana metoda ich obliczania, posługująca się kątami obrotu węzłów jako niewiadomymi hyperstatycznymi, daje dla krat ze słupkami wyniki daleko odbiegające od rzeczywistości, a więc błędne, poza tym ugięcia kratownic rombowych są zupełnie inne, niż to podaje plan Williota. Stwierdzono, że linie ugięcia dźwigarów rombowych mają przebieg regularny, że naprężenia drugorzędne w krzyżulcach są znacznie mniejsze niż w słupkach, tym samym lepiej jest uniknąć słupków w kratownicach, dalej stwierdzono, że naprężenia drugo-



Rys. 4. Krata krzyżulcowa ze słupkami i krata rombowa.

rzędne są tym mniejsze, im mniejsze są blachy węzłowe. Obecnie więc nastąpił na tej podstawie renesans kratownic rombowych i stosuje się je dość często jako dźwigary główne mostów kratowych.

II. BETON I STALBETON

Uwzględniając wyżej podane uwagi odnośnie do materiału „stali", stosujemy nazwę „stalbeton" do sztucznie sporządzonego materiału, który powstaje w ten sposób, że według specjalnych prawideł układa się stalowe pręty w świeżym betonie podczas jego wykonywania, a mianowicie tak, że te pręty stalowe po stwardnieniu betonu tkwią we wnętrzu jego masy. Również beton jest materiałem sztucznym, powstałym przez mieszanie według określonych prawideł żwiru, piasku, cementu i wody ze sobą.

Beton znali Rzymianie w starożytności. Nowoczesny zaś rozwój budownictwa betonowego datuje się od roku 1824, kiedy Aspdin wynalazł sztuczny cement portlandzki. Rozwój budownictwa stalbetonowego zaczyna się od roku 1867, kiedy Monier otrzymał swój pierwszy patent na wyroby z betonu uzbrojonego wkładkami drucianymi. W r. 1886 stworzył Koenen pierwsze podstawy przybliżonego obliczania konstrukcji z betonu uzbrojonego prętami stalowymi. Późniejsze zastosowanie cementów wysokowartościowych, poznanie wpływu rozmaitych czynników na jakość betonu, użycie stali stopowych do uzbrojenia oraz rozwój metod badawczych i teoretycznych sposobów obliczania i projektowania konstrucji skomplikowanych, wszystko to spowodowało, że ten sztuczny materiał znajduje dziś najwszechstronniejsze zastosowanie w budownictwie. Aktualn e zagadnienia są następujące.

1. Ulepszenie betonu.

Na pierwsze miejsce w dziedzinie wykonania betonu wysunęła się dążność do uszlachetnienia betonu przez: 1) podwyższenie jego wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie, 2) uodpornienie betonu na tworzenie się rys, na działanie skurczu i czołgania, 3) zbadanie długotrwałej wytrzymałości betonu i 4) wynalezienie cementów o większej wytrzymałości na rozciąganie niż dotychczas.

Sporządzenie betonu szczelnego i trwałego, odpornego na wpływy zewnętrzne jest koniecznością,

ponieważ tylko taki beton może być długowieczny.

Jednym z najważniejszych problemów jest dążenie do zredukowania możliwości występywania i tworzenia się rys włoskowatych na betonie, gdyż one znacznie skracają długość życia konstrukcji stalbetonowych. W tej dziedzinie konieczne jest wynalezienie cementu względnie betonu, posiadającego wielką wytrzymałość na rozciąganie, względnie specjalną ciągliwość. Dotychczas jeszcze takiego cementu ani betonu nie wynaleziono. Fabrykacja cementów szlachetnych czeka więc na dalszy wielki rozwój.

Doniosłe wyniki badań nad ulepszeniem betonu ogłosił francuski inżynier Freyssinet. Udało mu się tak przyspieszyć twardnienie i wiązanie oraz tak powiększyć wytrzymałość betonu, że można przy użyciu cementu glinowego uzyskać w ciągu 3 godzin beton o wytrzymałości około 1000 kg/cm², a przy użyciu cementu portlandzkiego można tę wytrzymałość osiągnąć w ciągu 12 do 24 godzin. Właściwości tego ulepszonego szybko twardniejącego betonu tak dalece różnią się od normalnego betonu, że można nawet mówić o rewolucji w wykonaniu betonu. Dla porównania podamy, że wytrzymałość zwykle dotychczas używanego betonu na zgniecenie wynosi około 170 kg/cm², takaz wytrzymałość kamienia porfirowego wynosi około 2300 kg/cm², zaś bazaltu wołyńskiego około 3200 kg/cm².

Ten ulepszony beton sporządza się w sposób następujący. Przesiany żwir i piasek miesza się w określonym stosunku z cementem i wodą. Po wsypaniu świeżej mieszanki betonowej do odeskowania, poddaje się ją wstrząsaniu przy pomocy wibratorów. Podczas wibracji tworzą się w zaprawie betonowej błonki wodne, które otaczają dookoła stałe cząsteczki. Ażeby te błonki wodne usunąć, poddaje się zaprawę betonową ciśnieniu kilkuset atmosfer, wskutek czego zostaje z niej wyciśnięta znaczna ilość wody, a cząsteczki stałe zostają tak ścieśnione i zgęszczone, że uzyskuje się minimum próżni w betonie. Po tym ostrożnie podgrzewa się stopniowo tą mieszaninę betonową, wskutek czego wyparowuje i ulatnia się zbędna ilość wody, co znacznie przyspiesza proces twardnienia betonu.

Celem wykluczenia możliwości tworzenia się rys w tym wysokowartościowym betonie, uzbraja go Freyssinet uprzednio napiętymi prętami stalowymi o bardzo wysokiej wytrzymałości i o granicy ciągliwości, dochodzącej do 20 000 kg/cm². Te pręty stalowe, które tutaj służą jako kotwy, otrzymują równomierne napięcie wstępne, przy którym naprężenie rozciągające wynosi od 4000 do 7000 kg/cm². Po szybkim stwardnieniu betonu zostają urządzenia napinające te wkładki stalowe usunięte, stal kurczy się i przenosi beton w stan ciśnienia, przez co podczas rozciągania otrzymuje się beton odporny na powstawanie rys. Jest to tak zwany **BETON SPRĘŻONY.**

Taki beton specjalnie nadaje się do fabrycznego wykonania masztów oświetleniowych, rur, ogrodzeń, do masowej seryjnej produkcji gotowych stropów i belek stalbetonowych, podkładów kolejowych, dalej kostki brukarskiej, posadzki w magazynach itp.

W przyszłości fabryczne seryjne wykonanie znormalizowanych poszczególnych elementów konstrukcyjnych z betonu wysokowartościowego będzie miało coraz większe zastosowanie w budownictwie.

Ważne miejsce zajmuje problem wytwarzania betonu specjalnie odpornego na ścieranie. Istota takiego betonu polega głównie na dodaniu do zaprawy betonowej opiłek różnych metali, względnie też na użyciu najtwardszych kamieni.

2. Beton strunowy.

W celu sprężenia betonu i wykluczenia przez to rys włoskowatych zastosowano również cienkie druty stalowe w wielkiej ilości, o średnicy 1 do 3 mm, posiadające wytrzymałość na rozerwanie do 28 000 kg/cm², rozmieszczone w betonie nakształt strun fortepianowych. Beton w ten sposób uzbrojony otrzymał nazwę betonu strunowego.

Druty te otrzymują napięcie wstępne do 13 000 kg/cm² przed ich zabetonowaniem. Po stwardnieniu betonu urządzenia napinające zostają usunięte, wyprężone druty ściągają się i ściskają beton.

W taki sposób można wykluczyć występowanie naprężeń rozciągających i rys włoskowatych w betonie naskutek czołgania i skurczu, dalej można lepiej wyzyskać przekrój betonu i tym samym zmniejszyć wagę własną budowli, wreszcie można zaoszczędzić znaczne ilości stali. Zastosowanie betonu strunowego do wykonania monolitycznych stropów w budownictwie mieszkaniowym daje zużycie stali 0,3 kg/m² stropu, podczas gdy strop ze stalowych dźwigarów z pustakami wymaga stali 11,2 kg/m².

Gdy jeden pręt stalowy o średnicy 10 mm posiada obwód 3,14 cm przy przekroju 0,78 cm², to 100 drutów o średnicy 1 mm przy tym samym przekroju 0,78 cm² posiada obwód 31,4 cm, a tym samym 10 razy większą przyczepność do betonu. Siła przyczepienia jest tak wielka, że utrzymuje ona trwale beton w stanie sprężonym, a wkładki druciane w stanie napiętym. Ponieważ rysy włoskowate bardzo ograniczają długość życia konstrukcji stalbetonowych, zatem ta metoda, zapobiegająca powstawaniu rysów, przyczynia się do zwiększenia trwałości budowli.

3. Zastosowanie wysokowartościowej stali.

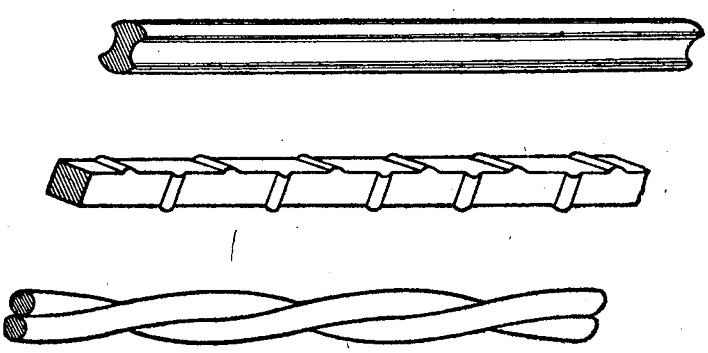
Zaleta użycia wysokowartościowej stali stopowej do stalbetonu leży w powiększeniu dopuszczalnych naprężeń stali do 2 000 kg/cm², podczas gdy dla stali zlewnej ta dopuszczalna wartość naprężenia wynosi 1 200 kg/cm². Powoduje to znaczne zaoszczędzenie ilości stali, około 23% w odniesieniu do stali zlewnej, oraz daje możność zmniejszenia kosztu budowli. Ponieważ uzyskanie wytrzymałości betonu na zgniecenie po 28 dniach równej 1 000 kg/cm² dziś już nie przedstawia trudności zatym ten beton w połączeniu z wysokowartościową stalą daje wielkie możliwości na przyszłość.

Ponieważ w granicach dopuszczalnego naprężenia stal wysokowartościowa znacznie więcej się wydłuża aniżeli stal zlewna, przeto początkowo obawiano się, że wzrośnie niebezpieczeństwo tworzenia się szerszych rys włoskowatych w rozciąganej strefie betonu, a tym samym i prawdopodobieństwo rdzewienia wkładek stalowych w betonie.

Obawy jednak okazały się płonne. Należy dawać pierwszeństwo wysokowartościowej stali przy wykonaniu takich budowli stalbetonowych, które nie są bezpośrednio narażone na ujemne wpływy atmosferyczne oraz na wstrząsy dynamiczne. W celu uniknięcia rys włoskowatych w betonie należy jednak żądać, aby wytrzymałość próbnych walców betonowych na zgniecenie wynosiła conajmniej 225 kg/cm². W tej dziedzinie byłoby pożądanym wynalezienie betonu, posiadającego wielką wytrzymałość na rozciąganie.

Używane w handlu wkładki ze stali wysokowartościowej posiadają specjalne profile, mające na celu zwiększenie przyczepności stali do betonu oraz zmniejszenie prawdopodobieństwa tworzenia się rysów włoskowatych w betonie. W ten sposób zyskuje się lepsze przenoszenie się sił z betonu na pręty stalowe i lepsze zespolenie stali z betonem aniżeli to ma miejsce przy stali okrągłej, gdzie to zespolenie uskuteczniają głównie haki na końcach prętów.

Najczęściej w Polsce używane profile stanowiły: stal Griffel, stal grzebieniowa i stal Isteg. (Rys. 5).



Rys. 5. Stal Griffel, stal grzebieniowa i stal Isteg.

4. Czołganie betonu*).

Czołganie betonu polega na tym, że pod ustawicznym działaniem stałego obciążenia beton spłaszcza się aż do pewnej wielkości, która częstokroć znacznie przekracza granicę jego sprężystego odkształcenia. Pod wpływem plastycznego czołgania betonu, wzrasta z biegiem czasu ugięcie budowli stalbetonowej, która wskutek tego doznaje trwałych odkształceń.

*) Nazwę „czołganie" jako tłumaczenie angielskiego wyrazu „creeping", który Niemcy przetłumaczyli przez „Kriechen", podał prof. dr. M. Thullie w „Czasopiśmie Technicznym", tom 56, Nr 19, z dnia 10. X. 1938, strona 292. Na określenie tego zjawiska podają inni autorzy różne nazwy jak: pełzanie, ugniot, zbijanie i spływ betonu.

Znane jest doświadczenie anglika Fabera, który badał słup stalbetonowy o uzbrojeniu prętami stalowymi, wynoszącym 1%. Słup ten dla pewnego obciążenia wykazywał naprężenie w betonie $\sigma_b = 40$ kg/cm², a w stali $\sigma_s = 300$ kg/cm². Po roku nieprzerwanego jednakowego obciążenia naprężenia się zmieniły, pomiary wykazywały naprężenie w betonie $\sigma_b = 27$ kg/cm², a w prętach stalowych $\sigma_s = 1\,520$ kg/cm². Wskutek plastycznego ugniotu betonu naprężenia w stalowych prętach uzbrojeniowych wzrosły przeszło pięciokrotnie, działanie sił przenosiło się z betonu na pręty stalowe.

W niekorzystnym wypadku wartość czołgania „c" może osiągnąć 3- do 4-krotność sprężystego odkształcenia „ε", jakiemu podlega obciążony beton. Wywołane przez wielkość czołgania c = 4 ε zmniejszenie modułu sprężystości betonu Eb = = 210 000 kg/cm² wyniesie

$$E_b \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon + c} = \frac{1}{5} \cdot E_b = 42\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Zjawisko czołgania było przyczyną zawalenia się wielu młodych budowli oraz jest przyczyną tego, że często pomiary ugięć budowli wykazują inne wartości, aniżeli teoretyczne obliczenie. W ściankach betonowych spoczywających na podciągach, można często po upływie szeregu miesięcy od ukończenia budowy zauważyć rysy ukośne pod kątem 45°—60° i pęknięcia wychodzące od podpór. Przypisuje się to zwykle osiadaniu gruntu, w rzeczywistości jednak jest to typowe działanie czołgania betonu. Na zjawisko to zwrócono uwagę dopiero w ostatnich latach przed wojną, przed tym było ono nieznane. Wymaga ono dokładnego zbadania. Przepisy stalbetonowe nie uwzględniają tego zjawiska, musi to jednak w przyszłości nastąpić.

Czołgania betonu nie należy identyfikować ze skurczem, który zależy od temperatury i wilgotności, a który nie zależy od obciążenia.

Dotychczasowe badania wykazały, że: 1) czołganie betonu jest proporcjonalne do obciążenia i że jest równoznaczne ze zmniejszeniem modułu sprężystości betonu, 2) rozciąga się ono na okres wielu lat, wzrastając w pierwszych latach bardzo szybko, później coraz wolniej, 3) wielkość czołgania zależy od wieku betonu w dniu kiedy go obciążono i że jest ono największe przy świeżym betonie, 4) czołganie jest tym mniejsze, im więcej beton zawiera cementu, im bardziej wysokowartościowy jest cement, im mniejszy jest procent wody w betonie oraz im dłużej jest beton utrzymywany w stanie wilgotnym i trzymany w odeskowaniu, jak również podparty rusztowaniem.

Należy więc baczyć, aby belki i stropy stalbetonowe jak najdłużej pozostawały w oszalowaniu i należy je możliwie jak najpóźniej obciążać. Szczególnie przy płaskich dachach cienkich stalbetonowych jest czołganie betonu oraz powstawanie naskutek tego rysów i plastycznych odkształceń prawie że nieuniknione.

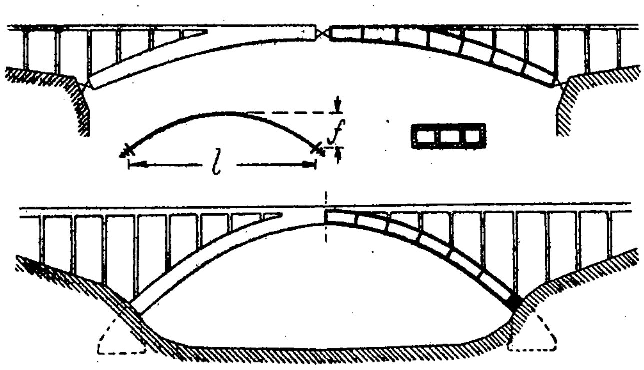
Nasze obliczenia statyczne pomijają to zjawisko czołgania betonu, obliczanie konstrukcyj odbywa się na podstawie prawa sprężystości Hooke'a i prawa superpozycji. Tymczasem pomijane czołganie wywiera znaczny wpływ na rozkład naprężeń w przekrojach i na wielkość odkształcenia budowli o większych rozpiętościach. A wiemy przecież, że skoro wystąpią rysy włoskowate w betonie, to wówczas zastosowanie prawa Hooke'a traci swą ważność. Należy więc podstawy naszych obliczeń statycznych odpowiednio zmodyfikować.

5. Mosty łukowe.

Zwykle projektujemy oś łuku w ten sposób, żeby ona schodziła się z linią ciśnienia dla średniego obciążenia ciężarem stałym plus połową równomiernie rozłożonego obciążenia ruchomego ($g + \frac{1}{2} p$). Ponieważ linia ciśnienia dla tego obciążenia posiada kształt paraboli, stąd dajemy pierwszeństwo parabolicznej formie łuku przed innymi formami np. eliptyczną, hyperboliczną itd. Stosowana już przez Rzymian w starożytności linia ciśnienia była i jest jedynie stosowną formą, według której należy łuki projektować.

Pod względem statycznym odróżniamy łuki bezprzegubowe, dwuprzegubowe, trójprzegubowe, łuki ze ściągiem. Pod względem konstrukcyjnym odróżniamy łuki pełne, żebrowe, skrzynkowe, łuki z oddzielnymi dźwigarami głównymi i łuki z zabetonowaną kratą stalową.

Łuki bezprzegubowe wykonujemy, gdy stosunek strzałki f do rozpiętości łuku $f/l > 1/6$, gdyż w przeciwnym razie otrzymujemy za duże momenty gnące. Łuki dwuprzegubowe wykonujemy, gdy $1/6 > f/l > 1/10$. Jeżeli $f/l < 1/10$, to wówczas dajemy łuk trójprzegubowy. Najmniejszy dotychczas wykonany stosunek $f/l = 1/13{,}2$ przy moście o łuku trójprzegubowym. Najkorzystniejszy stosunek $f : l = 1 : 4$.



Rys. 6. Łuk trójprzegubowy i łuk bezprzegubowy o przekroju skrzynkowym.

Spomiędzy wszystkich rodzajów łuków łuk bezprzegubowy posiada największy stopień pewności na wyboczenie oraz najmniejsze momenty gnące od obciążenia ruchomego. Zasadą podstawową przy projektowaniu łuków stalbetonowych powinno być to, żeby wedle możności unikać przegubów, których wykonanie jest trudne. Jednak przy płaskich łukach uniknąć ich nie możemy, bo wpływy skurczu i zmian temperatury są tym większe, im bardziej płaski jest łuk.

Dalszy rozwój mostów łukowych zależy: 1) od daleko idącego zmniejszenia własnego ciężaru łuku, 2) od ustalenia korzystnej formy sklepienia łukowego, 3) od zmniejszenia kosztu prowizorycznego rusztowania i odeskowania.

Do tego celu dąży się obecnie przez: 1) przyjęcie wyższych naprężeń dopuszczalnych dla betonu i stali i zastosowanie stali wysokowartościowej do uzbrojenia, 2) zastosowanie przekrojów wydrążonych i skrzynkowych (p. rys. 6), 3) wyrównanie gnących momentów dodatnich z ujemnymi na osi łuku i przez unikanie naprężeń rozciągających w łuku, 4) użycie wielkich przenośnych stalowych rusztowań łukowych.

Przy łukach o znacznej rozpiętości należy dać pierwszeństwo łukowi drążonemu o przekroju skrzynkowym, przed łukiem pełnym. Przy moście drogowym łukowym o rozpiętości 140 m i stosunku strzałki $f : l = 1 : 5{,}3$ dał przekrój skrzynkowy oszczędność w objętości betonu i w ciężarze własnym mostu 33% w stosunku do pełnego przekroju betonu. Korzyść jest tym większa, im gorszy grunt.

Problem rusztowań jest dlatego ważny, ponieważ ich koszta budowy wynoszą 10 do 30% całkowitego kosztu budowy mostu.

Aktualne jest obecnie pytanie, czy stosowniejsze są łuki z przegubami czy też łuki bezprzegubowe. Badania wykazały, że czołganie betonu działa bardzo korzystnie na stan naprężeń w statycznie niewyznaczalnych bezprzegubowych łukach, gdyż zmniejsza wydatnie naprężenia drugorzędne naskutek osiadania się podpór, skurczu betonu oraz odkształceń plastycznych. Natomiast przy statycznie wyznaczalnych łukach trójprzegubowych wpływy te działają bardzo niekorzystnie. Z tego wynika, że dotychczasowe nasze poglądy co do mostów łukowych musimy zmienić i pierwszeństwo musimy oddać statycznie niewyznaczalnym systemom.

Zjawisko czołgania betonu wymaga, aby mosty łukowe miały jak największy stopień bezpieczeństwa na wyboczenie. Otóż łuk bezprzegubowy posiada prawie trzykrotnie większy stopień bezpieczeństwa na wyboczenie niż łuk trójprzegubowy. Im większy jest ten stopień, tym mniejsze są naprężenia drugorzędne. Dotychczas dawano pierwszeństwo statycznie wyznaczalnym dźwigarom z obawy przed osiadaniem się fundamentów i dlatego stosowano przeguby. Okazuje się jednak, że wynikające z osiadania się betonu momenty gnące były przeceniane, gdyż plastyczność i czołganie betonu zmniejsza je dość wydatnie.

Przy łukach o znacznej rozpiętości nie wystarcza ich obliczenie na zasadzie teorii sprężystości przy założeniu nieodkształconej osi, musimy raczej zbadać, jakie naprężenia mogą występować w sy-

stemie plastycznie odkształconym naskutek czołgania betonu.

Plastyczne odkształcenie oddziaływa niekorzystnie na stopień bezpieczeństwa łuków nieuzbrojonych o znacznej rozpiętości. Łuków nieuzbrojonych należy unikać, bo nie mamy gwarancji, że unikniemy w nich kiedyś wystąpienia naprężeń rozciągających beton, naskutek czołgania tegoż. To samo dotyczy łuków o niskim sklepieniu. Dlatego zagraniczne przepisy zabraniają wykonywania łukowych mostów nieuzbrojonych i wymagają jako najmniejsze ich uzbrojenie całkowite 0,3% statycznie wymaganego przekroju betonu.

W szczególności przy łukach o znacznej rozpiętości czołganie betonu powoduje, że obliczenie statyczne nie posiada tu żadnej ścisłości i w porównaniu z pomiarami wykazuje różnice 100% i więcej. Poza tym, jeżeli w obliczeniu statycznym uwzględnimy wpływ odkształcenia osi łuku, wówczas prawo Hooke'a i prawo superpozycji tracą swą ważność. W przyszłości trzeba więc będzie oprzeć obliczenia łuków na innych podstawach.

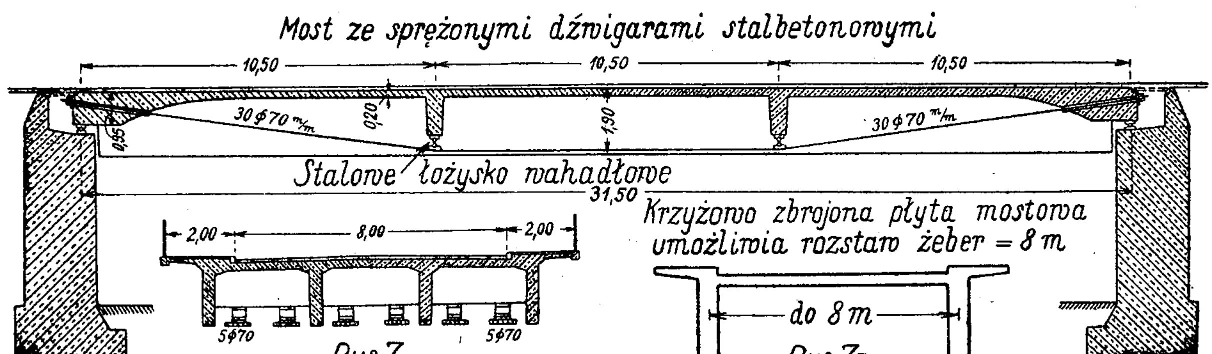
Największe możliwe rozpiętości stalbetonowych mostów łukowych, jakie teoretycznie według dzisiejszego stanu techniki możnaby osiągnąć, wynoszą dla łuków bezprzegubowych 1 000 m przy σ_b = 150 kg/cm^2 i przy stosunku wysokości łuku do rozpiętości f : l = 0,4. Dla łuków trójprzegubowych można przy tych założeniach osiągnąć nawet 1 200 m rozpiętości. Wykonanie takich rozpiętości jest nieekonomiczne, dziś wykonuje się łuki o rozpiętości od 200 do 300 m.

Największy łukowy stalbetonowy most drogowy budowano niedawno w Północnej Szwecji na rzece Sandö. Posiada on rozpiętość łuku 265 m i strzałkę 40 m, dopuszczalne naprężenie betonu 110 kg/cm^2.

6. Mosty belkowe.

Zastosowanie do mostów belkowych betonu sprężonego uzbrojonego prętami ze stali wysokowartościowej, napinanymi przed zabetonowaniem belek, umożliwiło zaprojektowanie o wiele większych rozpiętości niż dotychczas, przy znacznym zmniejszeniu własnego ciężaru konstrukcji.

W przeciwieństwie do pomysłu Freyssineta, który napina wkładki stalowe przed wsypaniem betonu, posługując się szalunkiem jako oporą dla kotew napinających, okazało się tutaj rzeczą stosowną całkowicie wyłączyć z przekroju belki żebrowej wkładki stalowe sprężające beton i wcale ich nie zabetonowywać, umieszczając te ściągi stalowe tuż obok belki jako linki względnie jako pasy wieszarowe w sposób pokazany na załączonym rysunku 7.



Rys. 7. Rys. 7a.

Ściągi te są na obu końcach mostu zakotwione w pogrubionej płycie, opierając się tam na grubych podkładkach stalowych zapomocą stalowych nakrętek, umieszczonych na gwintowanych końcach każdego pręta ściągającego. Popod poprzecznicami pas wieszarowy otrzymuje podparcie zapomocą stalowego łożyska wałkowego tam przymocowanego.

Dopiero po całkowitym stwardnieniu betonu w przęsłach mostu, napina się te ściągi wieszarowe zapomocą pras hydraulicznych w ten sposób, żeby po zdjęciu rusztowania wyłącznie tylko same ściągi dźwigały cały ciężar własny mostu, a beton w przęsłach był naprężony tylko przez osiowo tam działające siły ściskające. Wymiarowanie sił w przekrojach stalowych ściągów następuje pod tym założeniem, żeby momenty gnące od ciężaru własnego mostu były w stalbetonowych żebrach przęseł równe zeru. Uzbrojenie wewnątrz tych żeber wymiaruje się na działanie momentów gnących od obciążenia ruchomego.

Przez dodatkowe napinanie tych niezabetonowanych ściągów można naprężenia w konstrukcji mostu w każdej chwili regulować, a w razie stwierdzenia późniejszego ugięcia mostu naskutek czołgania betonu, można przez dokręcenie nakrętek na końcach ściągów podnosić most i niweczyć ugięcie tyle razy, ile trzeba. Również siły ścinające możemy całkowicie przekazać stalowym pasom wieszarowym.

Według tego sposobu można budować mosty o rozpiętości do 150 m przy wysokości konstrukcyjnej żeber równej 1/35 rozpiętości. A więc przy tych rozpiętościach może już obecnie stalbeton konkurować ze stalą, co przyczyni się do zaoszczędzenia drogiej stali.

Postępy w tej dziedzinie przyczyniły się również do rozwiązania problemu stalbetonowych

mostów kratowych, których u nas dotychczas unikano ze względu na występywanie szkodliwych rys włoskowatych w betonie naskutek naprężeń drugorzędnych w węzłach kraty, czemu napinanie wstępne stalowych wkładek może zapobiec. W ten sposób jest dziś już możliwem wykonanie kratowych mostów stalbetonowych o rozpiętości przęsła do 100 m.

Inny problem, to zastosowanie znacznej rozpiętości dla płyty w mostach (p. rys. 7a). Przez dwuwymiarowe rozłożenie obciążenia ruchomego oraz krzyżowe uzbrojenie płyt można osiągnąć dla nich rozpiętość do 8 m, a tym samym ograniczyć ilość żebrowych dźwigarów głównych, przyjmując ich rozstaw 8 m, zamiast 2 m, jak to miało miejsce przedtym. Jednak obliczenie statyczne jest tutaj skomplikowane, ponieważ zamiast linii wpływowych trzeba obliczać powierzchnie wpływowe.

7. Zastosowanie stalbetonu do mostów kolejowych.

Chodzi tutaj przede wszystkim o wprowadzenie do kolejnictwa mostów z płyt stalbetonowych, na których mogłyby bezpośrednio spoczywać drewniane podkłady nawierzchni kolejowej, bez jakiejkolwiek podsypki. Ma to na celu zaoszczędzenie wykopu ziemi bez ograniczania wysokości przejazdów pod mostami kolejowymi.

Temu zastosowaniu stoi jednak w znacznej mierze na przeszkodzie niewielka odporność betonu na działanie dynamicznych naprężeń i wstrząsów. Liczne doświadczenia wykazały, że stopień bezpieczeństwa konstrukcyj stalbetonowych, narażonych na działanie sił dynamicznych, jest o połowę mniejszy, aniżeli przy obciążeniu siłami statycznymi.

8. Budowle powłokowe i łupinowe. Kopuły.

Dziedzina budownictwa powłokowego liczy dopiero lat dwadzieścia. Wykorzystuje się tutaj w pełni przestrzenne działanie sił, przez co stalbeton uzyskał możność konkurencji ze stalą przy halach o wielkiej rozpiętości i przy hangarach lotniczych. Istnieją dziś już hale budowlane sposobem powłokowym o rozpiętości 75 m. Przy powłokach łukowych uzyskano rozpiętości do 100 m W przeciwieństwie do zwykle stosowanych stalbetonowych konstrukcyj belkowych lub ramowych zwiększa się przy budowlach powłokowych ciężar własny ze wzrostem rozpiętości tylko nieznacznie, co daje zaoszczędzenie ciężaru. Ten rodzaj budownictwa wreszcie otwiera nowe dziedziny dla piękna form architektonicznych.

Przed wojną znacznie udoskonalono metody obliczania ustrojów powłokowych podług teorii błon, jednak brak jeszcze uproszczonych dokładnych rozwiązań przybliżonych.

Również w dziedzinie budowy kopuł osiągnięto wielkie postępy. Uwidaczniają to następujące dane. 1) Kopuła kościoła Św. Piotra w Rzymie z XVI. wieku, posiada rozpiętość 40 m i waży 10 000 tonn. 2) Kopuła stalbetonowej hali we Wrocławiu, wybudowana w r. 1913, posiada rozpiętość 65 m i waży 6 900 tonn. 3) Kopuła nowoczesnej stalbetonowej hali targowej w Lipsku, wybudowana w r. 1928, posiada rozpiętość 65,8 m i waży 2 160 tonn.

Dziś już jest możliwe wykonanie stalbetonowej kopuły o rozpiętości 150 metrów.

9. Zastosowanie betonu w budownictwie wodnym.

Na pierwszy plan wybija się tutaj budowa murów zaporowych oraz doków okrętowych, nabrzeży portowych itp. Stwierdzono, że najważniejszym zdaniem dla wykonania monolitycznych budowli we wodzie jest sporządzenie betonu o wielkiej wytrzymałości i gęstości. Dla uniknięcia niebezpieczeństwa przeciekania wody przez beton oraz rozpuszczania betonu przez przeciekającą wodę, jak również dla ochrony przed wpływami atmosferycznymi ustalono, że minimalna ilość cementu do takiego betonu musi wynosić conajmniej 250 kg/m^3 gotowego betonu.

Ogromne nowoczesne zapory wodne dla celów elektryfikacji i dla ochrony przeciwpowodziowej buduje się dopiero w ostatnim ćwierćwieczu. Ważnym zadaniem przy budowie zapór jest stworzenie zewnętrznej okładziny muru zaporowego ze szczelnego betonu, do czego się używa również i wysokowartościowego cementu. Grubość takiej okładziny betonowej wynosi $\geq$ 75 cm, stosuje się też okładziny z blach miedzianych albo z asfaltowej powłoki. Wielką uwagę poświęca się należytemu doborowi uziarnienia.

Stwierdzono dalej, że miękki, bardzo plastyczny beton zasługuje przy murach zaporowych na pierwszeństwo przed betonem lanym i betonem ubijanym. Beton wytrzymały na mróz wymaga wysokiej zawartości cementu i ograniczenia procentowego dodatku wody. Przy wielkich masach betonu występuje silne ogrzanie (40—60 °C) świeżo wykonanego betonu. Konieczne stają się specjalne środki zaradcze. W celu uniknięcia tworzenia się rysów przy ochładzaniu się i przy stygnięciu betonu, wchodzi w rachubę sztuczne ostyganie, jeżeli masy betonu nie mogą być rozdzielone na dostatecznie małe, szybko stygnące poszczególne bloki. Ważnym jest w takich wypadkach użycie cementu o niskiej temperaturze wiązania.

Największa w Polsce zapora wodna w Rożnowie na Dunajcu ukończona w r. 1942, posiada przegrodę typu ciężkiego o wysokości 45 m i objętości około pół miliona m^3 betonu; spiętrza ona ćwierć miliarda m^3 wody, koszt budowy wyniósł 80 milionów zł. Największe zapory posiadają USA. Ukończona w r. 1938 zapora Boulder na rzece Colorado spiętrza 37,9 miliardów m^3 wody, jej przegroda ma pojemność 2,5 miliona m^3 betonu, koszt budowy wynosił 165 milionów dolarów. Największą objętość 7,5 miliona m^3 betonu posiada przegroda zapory wodnej „Grand-Coulee" na rzece Columbia w Pn. Zach. Stanach Zjedn., spiętrzająca 12, 4 miliardów m^3 wody, przy wysokości zapory 120 m posiadająca uzbrojenie stalowe 72 600 tonn. Największą wysokość 175 m posia-

da przegroda zapory „Shasta“ w Kalifornii, spiętrzająca 5,55 miliardów m^3 wody. Obie te zapory budowano już podczas tej wojny.

10. Konieczność stworzenia nowych podstaw obliczania przekrojów stalbetonowych.

Dzisiaj stosowane podstawy obliczania naprężeń w przekrojach stalbetonych są nadzwyczaj niepewne. Pochodzą one jeszcze z czasów kiedy uważano, że beton ściśle podlega prawom teorii sprężystości. Beton jednak przed rozerwaniem jest zdolny do znacznie większych odkształceń, aniżeli to podaje obliczenie według teorii sprężystości tak, że w rzeczywistości istnieje w betonie zupełnie inny rozkład naprężeń, aniżeli to podają wyniki naszych obliczeń statycznych.

W szczególności niepewną jest metoda, która przyjmuje stałą wartość współczynnika

$$n = Es : Eb = 15$$

wyrażającego w obliczeniach przekrojów stalbetonowych wzajemny stosunek modułów sprężystości stali i betonu. Wiadomem jest, że wytrzymałość przekroju stalbetonowego powiększa się, jeżeli przy tym samym uzbrojeniu użyjemy lepszego betonu. Okoliczność ta jest jednak metodzie posługującej się współczynnikiem „n“ obcą i nie daje się zapomocą tej metody wyrazić rachunkowo. Tak samo wiadomo, że przy tej samej jakości betonu i przy tych samych przekrojach można zaoszczędzić na materiale stalowym przez użycie stali stopowej. Natomiast metoda posługująca się współczynnikiem „n“ wymaga, żeby przy powiększeniu naprężeń w stali jeszcze powiększyć przekrój betonu, celem zachowania tej samej nośności przekroju. Na pytanie, które stawiamy z punktu widzenia zaoszczędzenia ilości stali, nie daje ta metoda żadnej odpowiedzi. Trzeba więc będzie tą metodę zastąpić przez inną metodę, gdyż posiada ona wady, które przeszkadzają wykorzystaniu zalet wysokowartościowego betonu i stali stopowej. Problem ten posiada doniosłe znaczenie praktyczne.

Przy silnie uzbrojonych przekrojach stalbetonowych narażonych na zginanie, gdzie zniszczenie konstrukcji następuje nie przez rozerwanie prętów stalowych lecz przez zmiażdżenie betonu, tam dotychczas stosowane metody obliczania naprężeń są błędne i dają błędny obraz stopnia bezpieczeństwa konstrukcji. Zachodzi tutaj konieczność opracowania nowego sposobu obliczania, opartego na wynikach doświadczeń.

Istnieje dążność do stworzenia nowych podstaw obliczeń statycznych, zapomocą których możnaby obliczenia znacznie uprościć, ponieważ nie ma celu posługiwanie się najprecyzyjniejszymi metodami statyki, jeżeli podstawy obliczenia są bardzo niepewne (naprzykład $n \neq 15$). Konieczne jest znalezienie takich metod obliczania, które by zaoszczędziły niepotrzebne marnowanie czasu i które by dawały dostatecznie pewne wyniki obliczenia budowli.

11. Wymagania racjonalnej gospodarki i obronności Państwa.

Główną wytyczną każdej pożytecznej budowy jest budować tanio i solidnie i zdaje się że w tym kierunku pójdzie w przyszłych latach cały postęp budowlany.

Dla życia gospodarczego wielkie znaczenie posiada użycie surowców krajowych, zmniejszenie kosztów transportu oraz ekonomiczne wykorzystanie materiałów budowlanych. Wielkie znaczenie posiada kwestia zaoszczędzenia drogocennego materiału, jakim jest stal, którego jednym ze spożywców jest przemysł budowlany. Dążność do zaoszczędzenia stali spowoduje to, że budownictwo stalbetonowe zyska w przyszłości wybitnie na znaczeniu w stosunku do budownictwa stalowego.

Nastąpi wskutek tego coraz większe zastosowanie ulepszonego wysokowartościowego betonu sprężonego, coraz częstsze użycie stali stopowych do stalbetonu, nastąpi dążenie do seryjnej produkcji znormalizowanych elementów budowli stalbetonowych we fabrykach, a nie jak dotychczas na miejscu budowy, dalej nastąpi daleko idące wykorzystanie wytrzymałości materiałów na rozciąganie, nastąpi rozwój tych elementów budowli, które są głównie narażone na ściskanie, a więc trzeba będzie dawać pierwszeństwo konstrukcjom łukowym przed belkami, wreszcie nastąpi ulepszenie dotychczasowych metod obliczania budowli.

Względy obronności wojskowej Państwa wymagają stawiania budowli ogniotrwałych i budowli dających się szybko naprawić. Dlatego też jest rzeczą niepożądaną budować mosty o bardzo znacznej rozpiętości.

Wyżej opisane problemy uwidaczniają, jak wielkie zostały osiągnięte postępy w dziedzinie betonu i stalbetonu. W tym leży również interes gospodarki narodowej, gdyż postępy te pozwalają na zaoszczędzenie materiałów, czasu budowy i pracy umysłowej i umożliwiają w ten sposób racjonalizację budownictwa, do której dążenie jest nakazem chwili obecnej. Budownictwo musi być uprzemysłowione, przemysł budowlany musi ulec przeobrażeniu, konieczna jest standartyzacja. Budujemy bowiem za drogo, a metody racjonalnej organizacji pracy w budownictwie częstokroć pozostawiają wiele do życzenia.

Budownictwo betonowe i stalbetonowe stoi u progu wielkiego rozwoju.

III. KAMIEŃ I CEGŁA

1. Budownictwo kamienne.

W ostatnich dziesiątkach lat budownictwo kamienne stało na dalszym planie ze względu na konkurencję ekonomiczniejszego i tańszego betonu oraz stalbetonu. Stalbeton ma tę wyższość nad kamieniem, że pręty stalowe mogą przyjmować wielkie naprężenia rozciągające, do czego budowle kamienne nie dorosły. Przy konstrukcjach belkowych, ramowych i łukach o większej rozpiętości kamień nie wchodzi w rachubę.

Główną dziedziną zastosowania kamieni jest budowa dróg. W mostach używa się kamieni przy budowie filarów, przyczółków i skrzydeł. Stosuje się okładzinę kamienną na gmachach monumentalnych i na odsłoniętych zewnętrznych ścianach przyczółków i filarów betonowych. Szczególnie odpowiedni jest tutaj prawidłowo ociosany kamień, układany w regularnych warstwach, przy czym konstrukcję głowicy filarów obecnie dostosowuje się do linii opływowych.

Budowle kamienne należą na najstarszych i najtrwalszych, jak to widać na zachowanych do dziś starożytnych mostach łukowych. Już Rzymianie, budowali ich wiele. Jako kształt łuku stosowali Rzymianie półkole, dopiero w średniowieczu zaczęto przechodzić do łuków płaskich. W XIV. stuleciu budowano łuki płaskie o rozpiętości do 40 m. Z początkiem XIX. wieku budowano mosty kamienne tylko wówczas, gdy one miały służyć dla przenoszenia wielkich ciężarów.

Obecnie, gdy do dyspozycji stoją wyborowe gatunki cementu, powinna zyskać na znaczeniu budowa łukowych mostów kamiennych tym bardziej, że mosty te możemy obliczać tak samo jak mosty stalowe, a mianowicie na podstawie teorii sprężystości. Dla zmniejszenia wielkiego ciężaru własnego stosujemy na kamiennych mostach łukowych mury pachwinowe.

Zaletą mostów kamiennych jest to, że koszta bieżącego utrzymania są równe zeru, czas ich trwania jest właściwie nieograniczony, w przeciwieństwie do mostów ze stali zlewnej, które podlegają rdzewieniu. Ponieważ w mostach kamiennych ich ciężar własny jest znacznie większy w porównaniu z ciężarem ruchomym, niż to ma miejsce np. przy mostach stalowych, przeto przy wzroście ciężaru ruchomego mosty kamienne przeważnie wzmacniać nie trzeba.

Najkorzystniejszym okazał się tutaj stosunek strzałki sklepienia f do rozpiętości l równy $f : l = 1 : 4$. W dzisiejszych warunkach wykonanie mostu kamiennego o rozpiętości do 120 m nie przedstawia wielkich trudności. Jednakowoż ta wada wielkiego ciężaru własnego powoduje, że wykonanie mostu łukowego ze stalbetonu jest tańszę i łatwiejsze.

Łukowe mosty kamienne są tylko tam możliwe do wykonania, gdzie stoi do dyspozycji znaczna wysokość konstrukcyjna, tj. dosyć miejsca popod jezdnią.

Porówanie kosztów pomiędzy mostami kamiennymi a stalowymi jest trudne, gdyż gra tu rolę wiele szczegółów. Koszta rusztowań przy mostach monolitycznych są znacznie większe, wielką rolę tu odgrywają warunki lokalne oraz grunt. Mniej więcej przy rozpiętości 40 m koszta sklepienia kamiennego bez przyczółków wynoszą tyleż samo co koszta przęsła ze stali zlewnej bez kosztu filarów. Jeżeli koszta są równe, to ze względów na minimalne koszta bieżącego utrzymania należało by wówczas dać pierwszeństwo mostowi kamiennemu.

Mostów łukowych z betonu nieuzbrojonego stalą z przyczyn uprzednio podanych (II. 5) wykonywać nie należy, natomiast do kamienia zastrzeżeń nie ma. Beton posiada bowiem inne właściwości, aniżeli konstrukcja z kamienia naturalnego. Moduł sprężystości kamienia wynosi 60 000 kg/cm², zaś betonu 210 000 kg/cm². Współczynnik rozszerzalności cieplnej kamienia = 0,000 007, a betonu = 0,000 01, zmiany temperatury kamienia przyjmuje się w granicach 10⁰, zaś przy betonie 20⁰. W sklepieniu kamiennym wpływ skurczu jest znikomy, ogranicza się tylko do zaprawy cementowej w fugach. Natomiast w betonie skurcz jest znaczny, wynosi on równowartość obniżenia temperatury o 10 °C. Także i na obsunięcie się przyczółków i opór jest sklepienie betonowe trzykrotnie więcej wrażliwe aniżeli sklepienie kamienne, odpowiednio do różnicy ich modułów sprężystości.

Do wykonania budowli wolno używać jedynie gatunków twardych kamieni, niewietrzejących pod wpływem powietrza, jednolitej budowy, bez pęknięć i żył, odpornych na działanie mrozu. Wytrzymałość kamienia na ściskanie powinna wynosić najmniej 200 kg/cm². Nie należy używać do budowli głazów wydobytych w zimie, gdyż zamarzanie wilgoci skalnej podczas mrozów może spowodować pęknięcia, przeważnie dla oka niedostrzegalne.

2. Budownictwo ceglane.

Nie mniej dawno używanym materiałem jest cegła, wypalana z gliny. Jedną z najstarszych budowli ceglanych była biblijna wieża Babel, osiągająca wysokość 221 m, którą budowało 78 000 robotników przez 205 lat. Również Rzymianie pozostawili wiele budowli ceglanych, m. i. wspaniałe termy. W średniowieczu począwszy od XII. wieku powstawało w Północnej Europie wiele zamków i kościołów wykonanych z cegły, które przetrwały wieki. Nowoczesny rozwój zaczyna się w zeszłym wieku od czasu gdy wprowadzono maszynowy wyrób cegły, oparty na podstawach naukowych. Mechanizacja wyrobu doprowadziła do tego, że niejedna cegielnia jest w stanie produkować po 300 000 sztuk cegły dziennie.

Pomijając olbrzymie wykorzystanie cegły, dachówki i pustaków ceglanych w budownictwie mieszkaniowym, a klinkieru przy nawierzchniach drogowych oraz jako okładzinę ochronną w szczególności tam gdzie woda gruntowa zawiera składniki agresywne a głównie kwasy i sole, jak również rur kamionkowych w kanalizacji, — dziś zastosowanie tego materiału do budownictwa wodnego i mostowego okazuje się nieekonomiczne w porównaniu z innymi materiałami.

W XIX. wieku budowano wiele przepustów i mostów ze zwyczajnej cegły, produkowanej maszynowo. Tutaj wpływy atmosferyczne, deszcze, mróz, gazy od parowozów oraz wstrząsy dynamiczne powodowały często pękanie i rozpadanie się sklepień ceglanych. Zniszczenie izolacji na grzbiecie mostu przyczyniło się do tego, że wsiąkająca w szczeliny pomiędzy cegłami woda spłukiwała zaprawę do tego stopnia, że cegła w konstrukcji budowli leżała częstokroć luźno. Następ-

nie woda zamarzająca w tych szczelinach powoduje rozsadzanie materiału. Wyciekająca z tych rys i pęknięć woda tworzy na podniebieniu sklepień zwisające sople. Od wody zmieszanej z wyługowanym wapnem powstają wielkie plamy i wykwity tak, że całość takiej budowli ceglanej po kilkudziesięciu latach sprawiała wrażenie brzydkie i nieprzyjemne.

Dlatego należy przestrzegać, aby cegła używana do budowli była zawsze dobrze wypaloną do koloru wiśniowego. Zanurzana wielokrotnie w wodę, po wyschnięciu nie powinna ona zmieniać barwy, ani wykazywać wykwitów solnych. Wymagana wytrzymałość suchej cegły na ściskanie wynosi najmniej 160 kg/cm^2, zaś wiśniówki i klinkieru najmniej 230 kg/cm^2. Należy dbać o dobre odwodnienie i zabezpieczenie budowli wykonanych z cegły przed wilgocią oraz czynnikami agresywnymi.

IV. BUDOWNICTWO DREWNIANE

1. Sposoby wykonania.

Jako materiał budowlany wchodzi w rachubę przede wszystkim drewno iglaste jak: sosna, jodła, świerk, modrzew. Najlepszym materiałem jest dąb, lecz ten jako trzy razy droższy od sosny jest stosowany przy ustrojach specjalnie narażonych na zniszczenie, jak pale stojące w wodzie lub dylina ścierna na moście.

Według dzisiejszego stanu nauki odróżniamy: a) Ciesielskie budownictwo drewniane. b) Inżynierskie budownictwo drewniane.

Do najprostszych konstrukcji ciesielskich należą: dźwigary leżajowe, rozporowe, wieszarowe, kratowe, ruszty palowe, ścianki szczelne. Wszystkie te konstrukcje wykonane są z drewna oflisowego, kantowego lub okrąglaków, z połączeniami na zaciosy, zazębienia, śruby, klamry, opaski i pierścienie, włącznie ze stosowaniem piętek, klocków, klinów i zaporek.

Podczas gdy ciesielskie budownictwo drewniane ma za sobą całe stulecia rozwoju i rozwój ten osiągnął swe szczyty, a można nawet powiedzieć, że jest on zakończony, to inżynierskie budownictwo drewniane otwiera nowe możliwości. Rozwój inżynierskiego budownictwa drewnianego datuje się mniej więcej od lat 35-ciu. Inżynierowie, przejmując z budownictwa stalowego tam stosowane formy dźwigarów oraz stosując dokładne metody obliczeń statycznych, uzyskali możność wykonywania niezawodnie pewnych dźwigarów drewnianych o dotychczas nieznanych rozpiętościach, przy znacznie mniejszym zużyciu materiałów niż dotychczas. I te właśnie nowoczesne sposoby budowy nazwano dla odróżnienia od dotychczas wykonywanych połączeń ciesielskich „inżynierskim" budownictwem drewnianym. Zamiast ciesielskiego i inżynierskiego budownictwa drewnianego możemy równie dobrze mówić o rzemieślniczym i naukowym budownictwie drewnianym. Pierwsze jest przedstawicielem pierwotnych sposobów budowy w drzewie. To ostatnie rozpoczyna nowy rozwój, u którego początków dopiero stoimy.

Inżynierskie budownictwo drewniane jako naukowo najmłodsza dziedzina budownictwa drewnianego wymaga dalszych badań, prób i doświadczeń. Przy wielkich budowlach występują bowiem inne stosunki naprężeń, których przy mniejszych budowlach nie uwzględniamy. I tak np. wzrost naprężeń na skutek drgań budowli przy małych budowlach prawie nie odgrywa roli, zaś przy wielkich budowlach może być znaczny. Wymaga to silniejszych wymiarów konstrukcji. Dalej, niedostatecznie uwzględniano dotychczas specjalne właściwości drewna, jak jego pęcznienie i skurcz, co w wyniku dawało takie defekty w wykonaniu, że w wielu wypadkach musiano postawić pod znakiem zapytania celowość budownictwa drewnianego dla pewnych wymagań (niedopuszczalne zwisy, tworzenie się przerw i pęknięć).

W ogólności w budownictwie drewnianym daje się pierwszeństwo możliwie prostym i statycznie wyznaczalnym dźwigarom, dla których z łatwością możemy obliczyć rzeczywiste naprężenia we wszystkich częściach konstrukcji. Również statycznie niewyznaczalne dźwigary mogą dać wielkie korzyści, ponieważ one są mniej wrażliwe na przeciążenie, pomijając to, że dają mniejsze zużycie materiału niż dźwigary statycznie wyznaczalne. Przede wszystkim możemy dziś bezpiecznie wykonywać drewniane dźwigary ramowe.

Nowe konstrukcje oszczędzające na drewnie posiadają wielkie znaczenie. Czego nam brak w handlu, to długich i grubych pni drewnianych, które są potrzebne w konstrukcjach ciesielskich o większej rozpiętości. Belki te jednak możemy zastąpić przez dźwigary o złożonym przekroju. Przy tym stosujemy w dowolnej mierze cieńsze i krótsze gatunki drewna, co pozwala zmniejszyć ponadnormalne ścinanie drzew w lasach.

Dla budowli tymczasowych, prowizorycznych, wystarcza w dalszym ciągu stary wypróbowany ciesielski sposób budowania, tylko że te konstrukcje powinny w przyszłości być wymiarowane przede wszystkim z punktu widzenia statyki, a nie tylko praktyki.

Przy wykonywaniu wysokowartościowych dźwigarów bardzo ważną rolę odgrywa zawartość wilgotności w drewnie. Pod względem jakości odróżniamy w budownictwie drewno suche i półsuche. Już oddawna unikano w budownictwie drewnianym obróbki drewna o znacznej zawartości wilgoci, ze względu na późniejszy skurcz i wypaczenie. Wiadomo, że każdy dźwigar z suchego drewna, w którym zawartość wody wynosi mniej niż 20% ciężaru drewna w stanie zupełnie suchym, stale zachowuje swą niezmienną formę, bez względu na rodzaj budowy i sposób budowy.

Problem suszenia drewna jest dla budownictwa drewnianego niezwykle ważny, ponieważ przy należytym wysuszeniu pęcznienie i kurczenie się drewa może być ograniczone do minimum. Dla zwykłych warunków wystarcza stopień suchości drewna od 18 do 20%, który to stopień możemy osiągnąć na naturalnej drodze przez długi czas odlżenia drewna. Stare konstrukcje kratowe któ-

re dziś jeszcze wykazują swą pierwotną formę, zostały wybudowane z suchego drewna. Proces suszenia się takiego drewna trwał wiele lat. Przy sztucznym osuszaniu drewna jest korzystną temperatura około 110° C, gdyż pozwala zmniejszyć późniejszy skurcz do $^1/_3$.

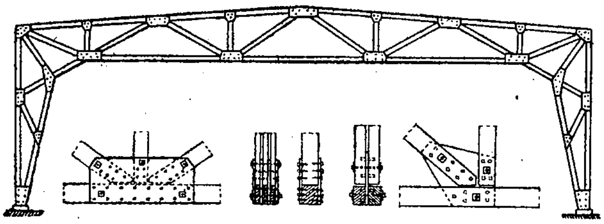
Dla nas ważne są dźwigary wykonane z półsuchego drewna (wilgotność do 30 i 35% ciężaru drewna w stanie zupełnie suchym), któreby stale zachowywały swą formę. Stosowane tutaj sposoby budowy stanowią drugą wielką grupę w rozwoju przyszłego budownictwa drewnianego. Dziś często stosujemy takie dźwigary, a to wobec trudności, jakich nastręcza sztuczne suszenie grubego drewna i wobec długiego czasu trwania naturalnego wysychania. Tutaj wpływy pęcznienia i skurczu wpoprzek do włókien drewna powodują często tworzenie się fug i rysy oraz wypaczenie poszczególnych elementów konstrukcji drewnianej, co może wywrzeć ujemny wpływ na wygląd budowli.

2. Dźwigary kratowe i łukowe.

Rozwój dźwigarów kratowych przypada dopiero na wiek XIX, kiedy budowa dróg i kolei oraz nowe obliczenia statyczne odrazu skierowały budownictwo mostów drewnianych na nowe tory. Dźwigary kratowe umożliwiają stosowanie kilkakrotnie większych rozpiętości niż belki leżajowe czy rozporowe, 50 metrów i więcej, pozatym są bardziej trwałe, gdyż krata ażurowa ułatwia przewiew, który w pewnej mierze przeciwdziała gniciu drewna.

Produktem myśli twórczej konstruktorów są dwa sposoby wykonania dźwigarów kratowych. Pierwszy polega na stosowaniu grubych belek pojedyńczych lub podwójnych, łączonych na zaciosy, styki kontaktowe i śruby oraz ściągi stalowe. W Polsce stosowano takie układy według systemów: Howe'a (1840), Pintowskiego (1885), Rychtera (1887), Rechniewskiego (1926) i Grocha (1926).

Według drugiego sposobu wykonuje się kratę z cienkich dyli i desek drewnianych, łączonych ze sobą bez zaciosów na gwoździe, sztyfty i śruby. Pasy najczęściej składają się z kilku par dyli. Według tego sposobu wykonane są kraty Town'a (1820) i Francosa (1915). Podobną konstrukcję z desek posiadają dźwigary łukowe systemu de Lorme'a (1561) i Emy'ego (1819).



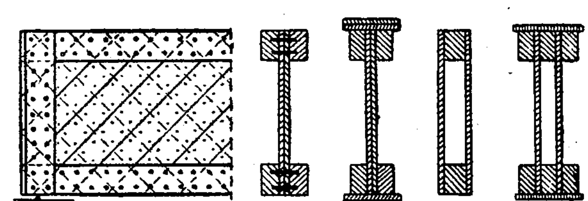
Rys. 8. Drewniana rama kratowa z blachami węzłowymi

Skomplikowany sposób rozwiązania układu węzłów w szeregu powyższych systemów kratowych przyczynił się do tego, że w ostatnich latach przed wojną zaczęto coraz częściej stosować w węzłach kraty blachy węzłowe stalowe lub z lekkiego nierdzewiejącego metalu, przy czym blachy stosowano pojedyńcze lub podwójne jak na rysunku obok, połączone z elementami kraty za pomocą śrub i stalowych okrągłych kołków.

3. Dźwigary o ściance pełnej.

Jak nadmieniono, można wiele szczegółów w budownictwie drewnianym przejąć żywcem z budownictwa stalowego, o ile zważa się na właściwości drewna. Jeżeli zamiast prostokątnego przekroju wprowadzimy profil dwuteowy I, to możemy zaoszczędzić 20 do 50% materiału (zwracając jednak uwagę na nieznaczne powiększenie wysokości dźwigarów o przekroju złożonym). Wprowadzenie takiego profilu do budownictwa drewnianego nie nastręcza trudności, gdyż badania wykazały wielostronne możliwości stosowania połączeń gwoździami i sztyftami. 1 kg. gwoździ może np. unieść siłę 5 do 10 ton. Przekrój drewna przez wbicię gwoździ prawie wcale nie zostaje osłabiony, ponieważ włókna drewniane tylko w niewielkiej mierze ulegają zniszczeniu, a głównie zostają one przesunięte na bok. Przy zastosowaniu gwoździ i sztyftów ważnym jest przede wszystkim należyty wybór i rozmieszczenie gwoździ. Długość i grubość gwoździ jest zależna od grubości łączonych elementów drewna, dalej jest rzeczą konieczną, żeby zachować pewne określone odstępy gwoździ. Gwoździe zabezpiecza się od rdzewienia w kąpieli cynkowej.

Poniżej przedstawiono kilka rodzajów pełnościankowych dźwigarów dwuteowych i skrzynkowych:



Rys. 9.

Dźwigary o ściance pełnej wypełniają lukę, jaka istnieje pomiędzy belką z pełnego drewna, a kratownicą drewnianą i możemy uważać, że w budownictwie drewnianym odegrają one w przyszłości większą rolę niż dotychczas. Zwykle stosujemy środniki dwuściankowe. Kierunki włókien obu warstw środnika krzyżują się wówczas przeważnie pod kątem 90° i tworzą z osią poziomu i z pasami kąt 45°. Środniki i pas łączymy ze sobą przy małych dźwigarach za pomocą gwoździ, a przy większych za pomocą sztyftów stalowych o średnicy 8 do 20 mm. Z postępem rozwoju lekkich metali z pewnością w przyszłości będziemy stosować połączenia za pomocą sztyftów i t. p. wykonanych z lekkiego metalu.

4. Dźwigary sklejane.

Dźwigary sklejane możemy wykonywać zarówno kratowe jak i o ściance pełnej. Te ostatnie otrzymują podobny kształt dwuteowy jak układy łączone na gwoździe. Środniki dźwigarów sklejanych o ściance pełnej składają się z dwóch wastw desek ustawionych pod kątem 45° do poziomu i krzyżujących się ze sobą pod kątem prostym, zaś oba pasy, górny i dolny składają się z dwóch lub więcej dyli, które skleja się ze sobą i ze środnikiem.

Sklejanie umożliwia wykonanie tak doskonałych połączeń, jakich nie dają żadne inne sposoby łączenia na śruby, gwoździe i opaski, a tym samym dźwigary te posiadają bardzo wielką sztywność. Odpowiednie gatunki klejów stoją dziś do dyspozycji. Wykonanie klejenia wymaga pracy fachowego robotnika.

W tej dziedzinie ogromnie ważny jest problem suszenia drewna. Tutaj wilgotność sklejanego drewna nie powinna przekraczać 20% jego ciężaru w stanie zupełnie suchym. Dlatego najstosowniejszym okazało się stosowanie takich konstrukcji dźwigarów, w których grubość desek i dyli nie przekracza 6 cm, których sztuczne osuszenie daje się w najkrótszym czasie przeprowadzić.

Dźwigary sklejane zachowują swoją stałą formę tak długo, jak długo wilgotność otaczającego powietrza nie ulega poważniejszej zmianie. Dlatego do mostów one się nie nadają.

V. STATYKA BUDOWLI.

Podstawy nauki o statyce i wytrzymałości materiałów stworzył Hooke (1678) przez sformułowanie prawa proporcjonalności między obciążeniem o odkształceniem sprężystego pręta, ściskanego lub rozciąganego podłużnie, czyli $\triangle l = c. P.$ Jakub Bernoulli (1705) zakłada, że przekroje pręta zachowują swój płaski kształt przed i po obciążeniu. Jan Bernoulli (1717) podaje definicję zasady wirtualnych, t. j. przygotowanych przesunięć, którą w rozszerzonej postaci uczynił Lagrange (1788) podstawą mechaniki. Zasada wirtualnych odkształceń oraz analogiczna do niej zasada wirtualnych sił, ujęte w równanie pracy wirtualnej, odgrywają dziś niezmiernie ważną rolę w rozwiązywaniu problemów teorii sprężystości.

Varignon (1703) pierwszy oblicza działanie sił wewnętrznych na jednostkę powierzchni przekroju, zaś Riccati (1731) doświadczalnie stwierdza sprężystość materiałów. Coulomb (1773) układa warunki równowagi sił zewnętrznych i wewnętrznych w belce ugiętej i rozważa (1776) oddziaływanie sił ścinających. Prawie równocześnie powstają wzory Eulera na wyboczenie prętów. Young (1807) podaje definicję modułu sprężystości E, jako wartości stałej dla ustrojów sprężystych, podobnie podaje Stokes (1845) moduł ścinania G.

W r. 1821 wprowadzają Navier i Gauchy pojęcie odkształcenia jednostki długości pręta $\varepsilon = \triangle l : l$ oraz pojęcie naprężenia σ jako siły na jednostkę powierzchni przekroju ($\sigma = \frac{P}{F}$). Prawo Hooke'a otrzymuje teraz przejrzystą postać: $\sigma = E . \varepsilon$. Przy pomocy prawa Hooke'a wyprowadza Navier dla zginanych prętów sprężystych równanie: $\sigma = \frac{M}{W}$.

Na zasadzie wirtualnych przesunięć wyprowadza Navier (1827) warunek równowagi sił zewnętrznych i wewnętrznych w ustroju sprężystym. Wstawiając w miejsce wirtualnych przesunięcia rzeczywiste, wprowadza Clapeyron pojęcie energii sprężystej układu $L = \frac{1}{2} P. \delta$, gdzie δ oznacza przesunięcie punktu zaczepienia siły P w kierunku jej działania. Około r. 1855 podają Bertot i Clapeyron rozwiązanie teorii belek ciągłych na podstawie równania trzech momentów.

Następne lata przynoszą nauce o sprężystości ugruntowanie jej dominującego dziś stanowiska. Maxwell (1831—1879) udowadnia twierdzenie o wzajemności przesunięć i podaje ogólną teorię belki kratowej, posługując się równaniami sprężystości w celu obliczenia statycznie niewyznaczalnych sił. Stwierdzając, że pracę sił zewnętrznych P i sił wewnętrznych S są sobie równe, a więc $\frac{1}{2} P . \delta = \frac{1}{2} S . \triangle s$, dochodzi on do ważnego równania podstawowego: $\Sigma P . \delta = \Sigma S . \triangle s$.

Ten sam wynik otrzymuje Mohr (1874), posługując się po raz pierwszy metodą pracy wirtualnej. Dalszy sposób obliczania statycznie niewyznaczalnych dźwigarów podaje Castigliano (1879) w swych twierdzeniach o najmniejszej pracy odkształcenia i o pochodnej od najmniejszej pracy odkształcenia.

Wyprowadzone z warunku równości prac zewnętrznych i wewnętrznych sił ($\Sigma L = 0$) równania sprężystości:

$$L_a = \Sigma P_m \delta_{ma} - X_a \delta_{ma} - X_b \delta_{mb} - X_c \delta_{mc} - \ldots$$

oraz wirtualne prace pomyślanych sił — $\overline{X} = \overline{1}$ wyrażone równaniem:

$$\overline{1} . \delta = \int \overline{M} . \frac{M}{EJ} . ds + \int \overline{N} . \frac{N}{EF} . ds + + k \int \overline{Q} . \frac{Q}{GF} . ds .$$

stanowią w połączeniu z prawem wzajemności przesunięć i prawem superpozycji fundament teorii statycznie niewyznaczalnych dźwigarów. Metoda posługująca się tymi równaniami nosi dziś nazwę „metody sił", gdyż jako nie wiadome w równaniach sprężystości występują tutaj statycznie niewyznaczalne siły i momenty wewnątrz przekrojów dźwigara [M, N, Q].

Obliczanie skomplikowanych statycznie niewyznaczalnych dźwigarów wykazało, że tutaj znaczne uproszczenie obliczenia można niekiedy otrzymać przez wprowadzenie odkształceń dźwigara jako niewiadomych hyperstatycznych, a w szczególności kąty obrotu węzłów i przesunięcia tych węzłów w danej ramie lub kracie. Tą „metodą odkształceń" posługiwał się Clebsch (1862) przy obliczaniu belki ciągłej, a po nim Mohr

(1892) zastosował ją do obliczania naprężeń drugorzędnych w belkach kratowych, zaś Bendixsen (1913) do obliczania ram. Ostenfeld (1926) udowodnił fundamentalne znaczenie zasady wirtualnych odkształceń przy tej metodzie oraz jej dwoisty związek z metodą sił.

Do układania równań sprężystości posiadamy dziś metodę sił, metodę odkształceń i metodę kombinowaną, t. j. jednocześnie siły i odkształcenia jako niewiadome. Dziedzina zastosowania każdej z tych trzech metod jest uzależniona od systemu dźwigara i od wyboru statycznie wyznaczalnego systemu podstawowego.

Niemniej ważny jest problem rozwiązywania równań sprężystości o wielu niewiadomych. Tutaj istnieje wiele sposobów, np. za pomocą wyznaczników, podstawiania, eliminowania, powtarzania, za pomocą punktów stałych, statycznie niewyznaczalnych systemów podstawowych, równań różnicowych i tzw. biegunów sprężystości. Fundamentalne znaczenie w statyce posiada metoda eliminowania, która w sensie statycznym okazuje się jako stopniowe powiększanie statycznej niewyznaczalności przyjętego systemu podstawowego. Stosowane od r. 1926 skrócone eliminowanie okazało się najlepsze.

Podczas gdy problemy oparte na teorii sprężystości zostały rozwiązane w tak doskonały sposób, to jednak wyniki w ten sposób uzyskane są tylko wówczas pewne, dopóki naprężenia w przekrojach dźwigarów nie przekraczają granicy sprężystości materiału. Jednakowoż żadne obliczenie statyczne nie jest tak dokładne, żeby ujmowało wszystkie zjawiska odkształcenia i mimo wszystko pewne miejscowe przekroczenia granicy sprężystości nie dają się uniknąć. Już drgania i wstrząsy oraz często się powtarzające obciążenia mogą wywierać rachunkowo się nie dający ująć wpływ, a podstawy dotychczasowych sposobów wymiarowania nie zawsze są pewne. W połowie XIX wieku zostało postawione pytanie: w jakich okolicznościach może nastąpić rozerwanie dźwigara lub przekroczenie granicy sprężystości przez siły wewnętrzne i w jaki sposób należy obliczać naprężenia w strefie pozasprężystej? Na tym tle powstało zagadnienie wytężenia czyli wysiłku jaki dany materiał lub jego element jest w stanie trwale wytrzymać.

Poszukiwanie miary wytężenia doprowadziło do opracowania szeregu hipotez wytężenia. Mohr (1882) stwarza hipotezę największego naprężenia ścinającego, zaś M. T. Huber (1904) wychodzi ze stanowiska sprężystej pracy odkształcenia i rozkładając ją na pracę odkształcenia objętościowego i postaciowego, tworzy hipotezę energii odkształcenia postaciowego. Badania wykazały słuszność tej tezy w odniesieniu do materiałów izotropowych np. metali plastycznych. Hipoteza niezmienników Burzyńskiego (1928) dąży do uogólnienia zjawiska plastycznego odkształcenia, rozciągając swe zastosowanie również na materiały nie posiadające wyraźnej granicy płynności, jak n. p. kamienie.

W ostatnim dziesięcioleciu przed wojną zostaje rozbudowaną teoria plastyczności, która jako granicę niebezpieczną dla materiałów niekruchych przyjmuje granicę płynności, zaś dla materiałów kruchych — granicę doraźnej wytrzymałości.

Należy oczekiwać dalszego rozwoju i wykorzystania dotychczasowych zdobyczy.

WNIOSKI.

1) Na określenie gatunku stali zawierającego domieszki uszlachetniające są w budownictwie stosowane rozmaite nazwy, a mianowicie: stal wysokowartościowa, stal szlachetna, stal specjalna i stal stopowa.

Według normy PN/H-201 należy stosować tutaj jedną nazwę: „stal stopowa".

2) Ponieważ do uzbrojenia betonu są używane pręty stalowe, lecz nie pręty żelazne, przeto zgodnie z normą PN/H-201 zamiast dotychczasowej nazwy „żelazobeton" (żelbet) na określenie betonu uzbrojonego należy wprowadzić termin naukowy: „stalbeton".

3) Zamiast nazwy „beton przedprężony" należy na określenie betonu uzbrojonego zapomocą napiętych wkładek stalowych zastosować lepiej brzmiącą pod względem językowym nazwę: „beton sprężony" tymbardziej że tutaj chodzi o długowieczne trwałe sprężenie betonu.

4) Na oznaczenie zjawiska odkształcenia betonu naskutek naprężeń długotrwałych pod wpływem ciężaru własnego podała niedawno prasa techniczna następujące rozmaite nazwy:

„pełzanie betonu"
ugniot „
zbijanie „
spływ „

Na określenie tego zjawiska podał jeszcze w r. 1938 w „Czasopiśmie Technicznym" profesor dr M. Thullie nazwę „czołganie betonu" i należałoby przy tej najstarszej nazwie pozostać, gdyż ona określa możliwość ruchu więcej niż jednokierunkowego, co przy jednoczesnym występywaniu naprężeń ściskających, rozciągających i ścinających podczas czołgania betonu należałoby wziąć pod uwagę. (Por. „Czasopismo Techniczne" Nr 19 z dnia 10. X. 1938, str. 292).

5) Ze względu na czołganie betonu, skurcz i konieczność wykluczenia rys włoskowatych, przepisy PN/B-195 winny przy mostach zabronić wykonywanie nieuzbrojonych łuków betonowych o strzałce mniejszej niż połowa ich rozpiętości, oraz przewidzieć najmniejsze wymagane uzbrojenie łuków i sklepień.

Inż. MACIEJ MISCHKE

PROJEKT PRZEPISÓW TECHNICZNYCH DLA SERYJNEGO WYKONANIA ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH Z BETONU STRUNOWEGO

Nie bez wzruszenia myśli się o tym, jak rodacy nasi, w czasie wojny ostatniej po wszystkich świata rozrzuceni zakątkach, mimo niejednokrotnie tragicznych przejść osobistych, nie tracą jednak wspólnej więzi, pamiętają wszędzie o sprawie ojczystej i jej służyć się starają w miarę najlepszych swych możliwości.

Nie inaczej było i w Szwajcarii. Garść inżynierów i techników w obcym — choć gościnnym — środowisku chce sprawie tej przysłużyć się jak tylko umie. Nie mniej aktywne niż inne podobne zespoły, grupa ta przystępuje do bardzo owocnej działalności w obozach w Winterthur, Fryburgu i St. Gallen. Dokształcanie zawodowe, kontynuowanie i uzupełnianie studiów, akcja wydawania skryptów, umożliwienie szeregowi rodaków uzyskania dyplomów inżynierskich na znanej Politechnice Zurychskiej, prace naukowe, doktorskie i habilitacyjne — oto kilka charakterystycznych przejawów tych poczynań. A obok tego szła praca już z myślą o zastosowaniu jej wyników bezpośrednio po powrocie do Kraju samego. I z tego wysiłku powstają projekty norm dla obciążeń mostów drogowych, drewnianych konstrukcyj inżynierskich, konstrukcyj żelbetowych, kanalizacji miejskiej oraz konstrukcyj z betonu sprężonego.

Kol. Inż. Maciej Mischke, jeden z członków Polskiej Komisji Norm Budowlanych w Szwajcarii, przedstawia dziś tekst norm w odniesieniu do wyrobów z betonu strunowego. Projekt ten w Szwajcarii wyszedł nawet drukiem w tłumaczeniu niemieckim („Polnische Normen, Vorgespannter Beton", PN—B/1840, z roku 1944) i stanowi uwagi godną pracą pionierską. Zważyć bowiem należy, że dotychczas nigdzie jeszcze rzecz ta — poza drobnymi odcinkami — nie doczekała się definitywnego normatywnego ujęcia i że — i to też w nielicznych na razie tylko państwach — ograniczono się raczej tylko do ustalenia pewnych „wytycznych" w odniesieniu do zasad projektowania i wykonawstwa ustrojów z betonu sprężonego. Mimowoli przypomina nam się w tym związku nasz sukces sprzed lat czternastu, kiedy to wyszły — pierwsze w ogóle na świecie — polskie normy dotyczące spawania konstrukcyj stalowych.

Niewątpliwie norma nas obecnie interesująca — choć cytowana i przeprowadzana już w zagranicznej literaturze naukowo-technicznej — w formie przedłożonej nie zostanie u nas przyjęta. Do szeregu spraw podejść będziemy musieli inaczej. Niemniej sama publikacja jest pouczająca i bardzo na czasie. Zawiera ona również cenne wyniki badań laboratoryjnych, zwłaszcza w odniesieniu do trwałych odkształceń aktualnych tu materiałów (pełzania i skurczu betonu oraz pełzania stali), a ponadto stanowi ona dokument pracy twórczej w dziedzinie, która na razie jeszcze — zwłaszcza u nas — jest dopiero w początkach swego rozwoju, przed którą jednak otwierają się niezwykle interesujące perspektywy i którą oczekują nieodgadnione jeszcze możliwości.

W nadziei, że potrafi ona oddać dobre usługi, oddajemy publikację niniejszą w ręce Kolegów, zainteresowanych zagadnieniami betonu wstępnie sprężonego.

Zakład Naukowo-Badawczy
dla zagadnień
Konstrukcyj Wstępnie Sprężonych.

Wacław Olszak.

Projekt przepisów dla betonu strunowego opracowany został przez Polską Komisję Norm Budowlanych w Szwajcarii w roku 1944 na podstawie referatu inż. M. R. Ros juniora, z Eidgenossische Materialprüfungsanstalt w Zurychu. Tekst oryginalny opublikowany został w języku niemieckim, ze względu na zainteresowania przedmiotem kół szwajcarskich. Tekst polski nie ukazał się dotychczas w druku.

Praca niniejsza opiera się na opracowanym jeszcze w Szwajcarii przez PKNB tłumaczeniu. W porównaniu z pierwotnym tekstem pozwoliłem sobie na wprowadzenie kilku nieznacznych zmian dotyczących uproszczenia w oznaczeniach oraz bardziej przejrzystego przedstawienia materiału graficznego.

Projekt opracowano pod kątem widzenia produkcji seryjnej elementów konstrukcyjnych (art. 2)

jako zapewniającej najracjonalniejsze wyzyskanie wysokowartościowych materiałów (art. 5) i najstaranniejsze wykonanie.

Dla ułatwienia lektury projektu oraz teorii betonu strunowego *) zestawiam poniżej proponowane przezemnie oznaczenia.

	stal	beton
wytrzymałość na ciągnienie	$_s\beta_c$	
„ kostkowa na ciśnienie po 7 dniach		$_b\beta_{k.\,7}$
„ kostkowa na ciśnienie po 28 dniach		$_b\beta_{k\ 28}$
„ słupkowa na ciśnienie po 7 dniach		$_b\beta_{s.\,7}$
„ słupkowa na ciśnienie po 28 dniach		$_b\beta_{s.\,28}$
granica płynności	$_s\sigma_p$	
wydłużenie w chwili złamania	λ_{10}	
odkształcenie sprężyste	$_s\varepsilon_{sp}$	$_b\varepsilon_{sp}$
„ plastyczne (pełzanie)	$_s\varepsilon_p$	$_b\varepsilon_p$
skurcz		$_b\varepsilon_{sk}$
wydłużenie wstępne wywołane mechanicznie	$_s\varepsilon_v$	
naprężenie wstępne wywołane mechanicznie	$_s\sigma_v$	
pierwotne naprężenie wstępne		$_b\sigma_v$
rzeczywiste „ „	$_s\sigma_r$	$_b\sigma_r$
naprężenie w przekroju jednorodnym pod wpływem ciężaru własnego i użytkowego, bez naprężenia wstępnego		σ_{g+p}

Art. 1. Definicja.

Konstrukcje monolityczne z naprężeniem wstępnym charakteryzują się:

naprężeniem wstępnym zbrojenia, wywołanym mechanicznie przed zabetonowaniem,

zupełnym zwolnieniem naprężenia wstępnego (odprężenie) w zbrojeniu po dostatecznym stwardnieniu betonu,

wprowadzeniem naprężenia wstępnego do betonu wyłącznie przez przyczepność powierzchniową między zbrojeniem i betonem, bez pomocy zakotwień.

Art. 2. Nadzór nad produkcją: urządzenia mechaniczne, kontrola wykonania i odpowiedzialność.

Produkcja elementów konstrukcyjnych z betonu strunowego oraz wszelkie niezbędne dla tejże urządzenia mechaniczne podlegają kontroli nadzoru urzędowego.

Wytwórnia elementów z betonu strunowego winna posiadać:

1. urządzenia, służące do wytwarzania betonu pierwszorzędnej jakości,
2. urządzenia mechaniczne, służące do wytwarzania żądanego naprężenia wstępnego, rozłożonego równomiernie w całym zbrojeniu,
3. urządzenia mechaniczne, zapewniające pewne zakotwienie zbrojenia w okresie twardnienia betonu (Ubytek naprężenia wstępnego w zbrojeniu wskutek wzajemnego przesunięcia się zakotwień jest niedopuszczalny),
4. urządzenia mechaniczne, zapewniające jednoczesne, powolne i równomierne odprężenie całego zbrojenia,
5. aparaty umożliwiające dokładny pomiar wydłużenia oraz poślizgu zbrojenia w betonie.

Do kompetencji n a d z o r u u r z ę d o w e g o należy:

badanie jakości użytych materiałów składowych, sprawdzanie konstrukcji i wykonania elementów, sprawdzanie cechowania i sposobu przechowania elementów.

P r o d u c e n t elementów konstrukcyjnych z betonu strunowego jest całkowicie odpowiedzialny za wykonanie ich wg. obowiązujących przepisów.

Art. 3. Obciążenie użytkowe i ciężar własny.

Obciążenie użytkowe i ciężar własny konstrukcji przyjmować należy wg. obowiązujących przepisów.

Art. 4. Obliczenie statyczne.

Obliczenie statyczne obejmuje:

1. Obliczenie naprężeń, występujących w elemencie konstrukcyjnym b e z p o ś r e d n i o po odprężeniu zbrojenia.
2. Obliczenie naprężeń, występujących w elemencie konstrukcyjnym po praktycznym zakończeniu procesu skurczu i pełzania betonu.
3. Obliczenie naprężeń, występujących w elemencie konstrukcyjnym pod wpływem naprężenia wstępnego, c i ę ż a r u w ł a s n e g o i u ż y t k o w e g o w najniekorzystniejszym położeniu.
4. Obliczenie naprężeń wzgl. momentu zginającego, wywołującego w elemencie konstrukcyjnym p i e r w s z e r y s y.
5. Obliczenie naprężeń wzgl. momentu zginającego, wywołującego z n i s z c z e n i e elementu konstrukcyjnego.

Przy obliczaniu naprężeń należy przytym uwzględnić: naprężenie cisnące i ciągnące we włóknach skrajnych betonu, ukośne ciągnienie główne w betonie (patrz Art. 8) oraz naprężenie w zbrojeniu.

Naprężenie wywołujące pierwsze rysy w betonie, obliczać należy dla wytrzymałości betonu na ciągnienie, równej 0,13 wytrzymałości słupkowej betonu na ciśnienie po 28-miu dniach:

$$_b\beta_c = 0{,}13\ _b\beta_{s\ 28}$$

Obliczenie naprężeń zginających, wywołujących zniszczenie konstrukcji, przeprowadzać należy na zasadzie danych wytrzymałościowych podanych w Art. 5.

Zmniejszenie wydłużenia zbrojenia wywołane przez sprężyste skrócenie, skurcz i pełzanie betonu należy uwzględniać na podstawie wykresów 3, 4 i 5.

*) por.: „Przyczynek do teorii betonu strunowego" autora cz. I, nr 10—11 z 1946 r.

Zmniejszenie to wynosi:

przy 35%-owej wilgotności względnej powietrza (suche, zamknięte przestrzenie, budownictwo mieszkaniowe)

dla naprężeń wstępnych w betonie,

200 kg/cm² — najwyżej 2,40 ‰
100 „ — „ 1,45 ‰

przy 70%-owej wilgotności względnej powietrza (elementy narażone na wpływy atmosferyczne, budowle otwarte)

dla naprężeń wstępnych w betonie

200 kg/cm² — najwyżej 2,1 ‰
100 „ — „ 1,2 ‰

Art. 5. Materiały.

A. Stal.

Stal winna posiadać następujące właściwości wytrzymałościowe, osiągnięte przy pomocy specjalnej obróbki termicznej lub mechanicznej:

Wytrzymałość na ciągnienie	$_s\beta_c$ = 120 ÷ 250 kg/cm²
z dopuszczalną tolerancją	△ = ± 10%
Granica płynności (plastyczności)	
(wydłużenie $_s\varepsilon_p = 2$‰)	$_s\sigma_p = 0{,}8\ _s\beta_c$
Wydłużenie w chwili złamania	$\lambda_{10} \geq 4{,}0$%
z dopuszczalną tolerancją	△ = — 25%
Moduł sprężystości	E_s = 18000 ÷ 20000 kg/mm²

Stosować wolno:

a) Ciągniony gładki drut stalowy, $\phi_{max} = 2$ mm.

b) Ciągniony drut stalowy z walcowanymi zagłębieniami, $\phi_{max} = 6$ mm.

c) Linki stalowe plecione z 3 ÷ 6 drutów pojedyńczych, o maksymalnej średnicy pojedyńczego drutu $\phi = 3$ mm.

d) Ciągniony drut stalowy specjalny, o powierzchni szorstkiej, średnicy max = 6 mm.

e) Stal speejalną, jak np. skręconą stal o przekroju kwadratowym, o maksymalnej grubości b = 6 mm.

Stale te odpowiadać winny warunkom Art. 10.

B. Cement.

Dopuszczalne są wysokowartościowe cementy portlandzkie lub glinowe, które dozwalają na wykonanie betonu o niżej wymienionych właściwościach wytrzymałościowych.

C. Beton.

Stosować należy wyłącznie beton wibrowany o następującej średniej wytrzymałości na ciśnienie:

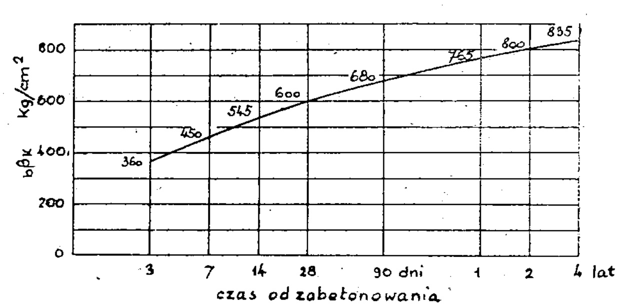
a) Beton z cementu portlandzkiego:

Wytrzymałość kostkowa po 7 dniach	$_b\beta_{k.\,7}$ =	450 kg/cm²
Wytrzymałość kostkowa po 28 dniach	$_b\beta_{k.\,28}$ =	600 „
Wytrzymałość słupkowa po 7 dniach	$_b\beta_{s.\,7}$ =	360 „
Wytrzymałość słupkowa po 28 dniach	$_b\beta_{s.\,28}$ =	480 „

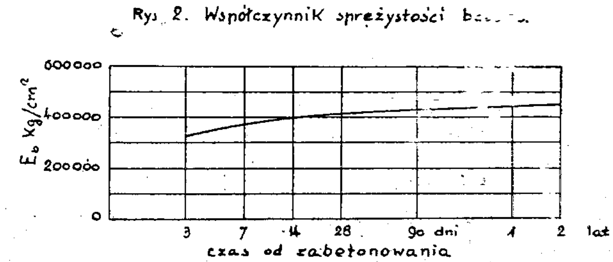
b) Dla betonu z cementu glinowego:

Wytrzymałość kostkowa po 3 dniach	$_b\beta_{k.\,3}$ =	600 „
Wytrzymałość słupkowa po 3 dniach	$_b\beta_{s.\,3}$ =	480 „
z dopuszczalną tolerancją w obu wypadkach	△ =	— 10%

Rys. 1. Wytrzymałość kostkowa betonu.



Rys. 2. Współczynnik sprężystości betonu.



Wykonanie i przechowanie kostek lub słupków próbnych odbywać się winno w ten sposób i w tych samych warunkach, jak i wykonanie odnośnego elementu konstrukcyjnego, dla którego sprawdzenia one służą.

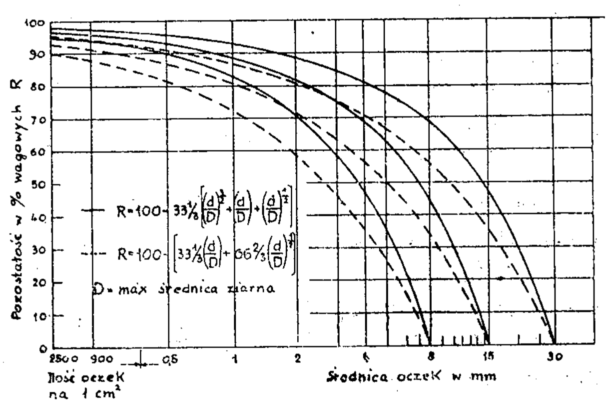
Ilość cementu w żadnym wypadku nie może przekraczać 500 kg/m³ gotowego betonu.

D Kruszywo.

Dla uzyskania właściwego uziarnienia kruszywa należy piasek oraz żwir służący do wykonania betonu dostarczać conajmniej w 3 składnikach. Krzywa przesiewu kruszywa winna przebiegać możliwie najbliżej jednej z linii pełnych wykresu 7. Dolną granicę tolerancji podają krzywe kreskowane. Kruszywo wykazujące brak ziarna dla jednego lub kilku otworów sit jest dopuszczalne, o ile

próby wytrzymałościowe betonu wykażą jego przydatność.

Rys. 7. Krzywe przesiewu kruszywa



W skład kruszywa wchodzić może jedynie piasek rzeczny czysto płukany.

Art. 6. Rozpiętości dopuszczalne.

Belki z betonu strunowego, wyrabiane seryjnie, stosować wolno dla wolnego podparcia i do rozpiętości maksymalnej $1 = 6$ m.

Dla rozpiętości większych i konstrukcyj specjalnych obowiązują postanowienia Art. 17.

Art. 7. Naprężenia dopuszczalne.

A. Stal.

a) Dopuszczalne naprężenia wstępne, wywołane mechanicznie.

Naprężenie wstępne na ciągnienie ${}_s\sigma_v$ dopuszcza się w wysokości określonej równaniem

$$ {}_s\sigma_v = 0.7\ {}_s\beta_c = 0.875\ {}_s\sigma_p $$

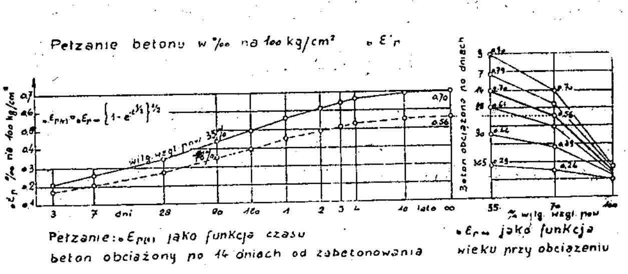
przyczym wartość bezwzględna winna leżeć w granicach

$$ {}_s\sigma_v = 84 \div 175 \text{ kg/mm}^2 $$

dopuszczalne wstępne wydłużenie całkowite wynosi

$$ {}_s\varepsilon_v = 4{\cdot}5 \div 9\,^0/_{00} $$

b) Rzeczywiste naprężenie wstępne w zbrojeniu.



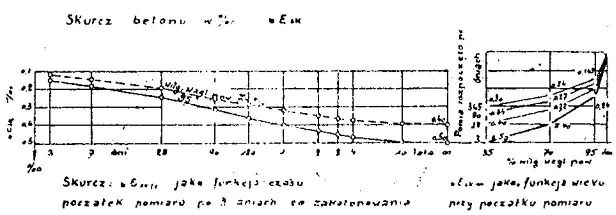
Rys. 3.

Dla obliczenia rzeczywistego naprężenia wstępnego ${}_s\sigma_r$ uwzględnić należy następujące czynniki zmniejszające:

1. sprężyste skrócenie betonu ${}_b\varepsilon_{sp}$
2. skurcz betonu ${}_b\varepsilon_{sk}$
3. pełzanie betonu ${}_b\varepsilon_p$

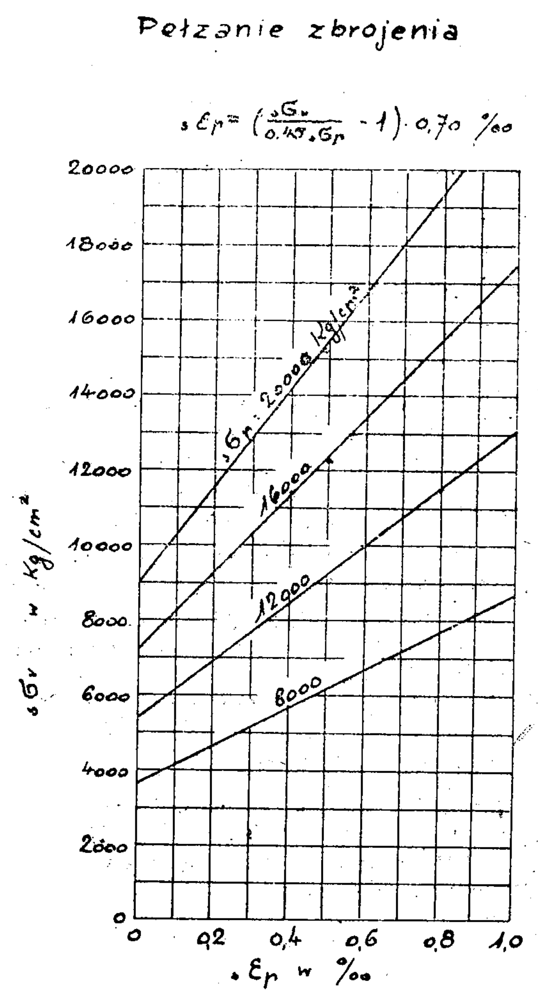
Suma tych trzech czynników określa całkowite skrócenie betonu ${}_b\varepsilon$

$$ {}_b\varepsilon = {}_b\varepsilon_{sp} + {}_b\varepsilon_{sk} + {}_b\varepsilon_p $$



Rys. 4.

4 ponadto należy ewentualnie uwzględnić dalszy czynnik zmniejszający, a mianowicie skrócenie plastyczne samego zbrojenia ${}_s\varepsilon_p$.



Rys. 5.

W wypadku, gdy dla użytego zbrojenia nie ma specjalnych danych, należy skrócenie to obliczać na podstawie następującego wzoru:

$$ {}_{s}\varepsilon_{p} = 0{\cdot}7 \left(\frac{{}_{s}\sigma_{v}}{0{\cdot}45\ {}_{s}\sigma_{p}} - 1 \right) {}^{0}/_{00} $$

przyczym: ${}_{s}\sigma_{v} \geq 0{\cdot}45\ {}_{s}\sigma_{p}$.

Dla określenia rzeczywistego naprężenia wstępnego w zbrojeniu służą metody podane niżej, przy zastosowaniu danych z wykresów 3, 4 i 5.

Metoda 1 (przybliżona).

Rzeczywiste naprężenie wstępne w zbrojeniu obliczyć można wzorem

$$ {}_{s}\sigma_{r} = {}_{s}\sigma_{v} - E_{s} \left({}_{s}\varepsilon_{p} + {}_{b}\varepsilon \right) $$

w którym dla określenia wartości ${}_{b}\varepsilon$ należy się posługiwać wykresami 3 i 4, interpolując według wartości występującego w betonie (na wysokości zbrojenia) pierwotnego naprężenia wstępnego ${}_{b}\sigma_{v}$.

Metoda 2 (dokładniejsza).

Rzeczywiste naprężenie wstępne w zbrojeniu można również obliczyć przez uwzględnienie zmniejszającego wpływu skurczu betonu ${}_{b}\varepsilon_{sk}$ oraz skrócenia plastycznego zbrojenia ${}_{s}\varepsilon_{p}$. Dalsze obliczenie przeprowadzić można według teorii betonu strunowego, przyczym w miejscu modułu sprężystości betonu E_b wstawić należy jego moduł odkształcenia V_b wg wzoru:

$$ \frac{1}{V_b} = \frac{1}{E_b} \left[1 + \frac{{}_{b}\varepsilon_{p\,(t)}}{{}_{b}\varepsilon_{sp}} \right] = $$

$$ = \frac{1}{E_b} \left[1 + \frac{{}_{b}\varepsilon_{p\,(\infty)}}{{}_{b}\varepsilon_{sp}} \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1}{e^{t}}}} \right] $$

przyczym: t = czas od chwili zabetonowania, w latach.

W normalnym wypadku, przy odprężeniu po 14 dniach przyjmuje się:

$$ E_b = 400000\ \mathrm{kg/cm^2}, \quad E_s = 20000\ \mathrm{kg/mm^2} $$

W innych wypadkach należy odczytać E_b z rys. 2.

Moduł odkształcenia betonu V_b można przyjąć w przybliżeniu:

przy 35%-owej wilgotności względnej powietrza

$$ V_{b\,(t=\infty)} = 105000\ \mathrm{kg/cm^2} $$

przy 70%-owej wilgotności względnej powietrza

$$ V_{b\,(t=\infty)} = 123000\ \mathrm{kg/cm^2}. $$

c) Dopuszczalne naprężenie w zbrojeniu pod wpływem rzeczywistego naprężenia wstępnego oraz ciężaru własnego „g" i użytkowego „p"

obliczać należy wzorem:

$$ {}_{s}\sigma = 0{\cdot}7\ {}_{s}\beta_{c} - E_{s} \left({}_{b}\varepsilon + {}_{s}\varepsilon_{p} \right) + n \cdot {}_{b}\sigma_{g+p} $$

$$ {}_{s}\sigma \leq 0{\cdot}7\ {}_{s}\beta_{c} $$

(ciągnienie ma znak dodatni), przyczem:

$$ n = \frac{E_s}{E_b} = 5; $$

dla ciężarów działających przez czas dłuższy przyjmować należy: n = 10,

oraz ${}_{b}\sigma_{g+p}$ = naprężenie w betonie wskutek ciężaru własnego i użytkowego, obliczone na wysokości zbrojenia dla przekroju jednorodnego bez uwzględnienia naprężenia wstępnego.

B. Beton.

a) Pierwotne naprężenie wstępne w betonie bezpośrednio po odprężeniu winno wynosić:

$$ \max\ {}_{b}\sigma_{v} \simeq 0.4\ {}_{b}\beta_{s \cdot 8} \cong 0.5\ {}_{b}\beta_{s \cdot 14} \leq 200\ \mathrm{kg/cm^2} $$

$$ \min\ {}_{b}\sigma_{v} = 0\ \mathrm{kg/cm^2} $$

Wytrzymałość betonu na ciśnienie w momencie odprężenia winna wynosić:

$$ {}_{b}\beta_{k} = 530\ \mathrm{kg/cm^2}, \qquad {}_{b}\beta_{s} = 425\ \mathrm{kg/cm^2} $$

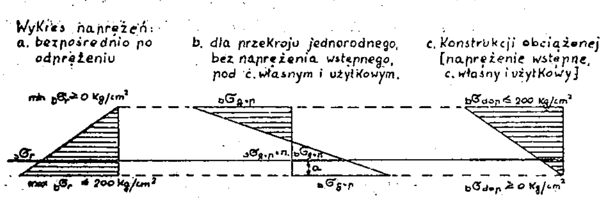
przy dopuszczalnej tolerancji $\triangle = -10\%$.

b) Rzeczywiste naprężenie wstępne ${}_{b}\sigma_{r}$.

Zmniejszenie się naprężenia wstępnego w betonie wynika ze zmniejszenia się naprężenia w zbrojeniu

$$ \triangle\ {}_{s}\sigma_{r} = E_{s} \left({}_{b}\varepsilon + {}_{s}\varepsilon_{p} \right). $$

c) Dopuszczalne naprężenie w betonie konstrukcji obciążonej, pod wpływem



Rys. 8.

rzeczywistego naprężenia wstępnego oraz ciężaru własnego i użytkowego winno wynosić:

w strefie ciśnionej ${}_{b}\sigma_{s} \leq 200\ \mathrm{kg/cm^2}$

w strefie ciągnionej ${}_{b}\sigma_{c} \geq 0\ \mathrm{kg/cm^2}$

(ciągnienie ma znak ujemny).

Art. 8. Największe skośne ciągnienie główne oraz dopuszczalne naprężenie na ciągnienie.

Na największe skośne ciągnienie główne składają się:

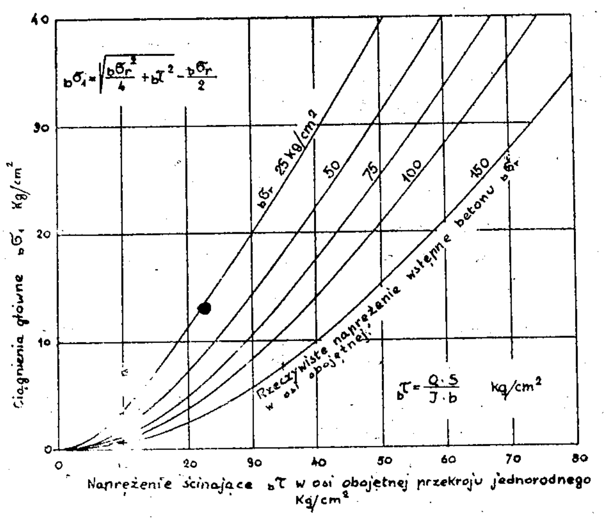
a) rzeczywiste naprężenie wstępne w betonie ${}_{b}\sigma_{r}$ oraz

b) naprężenie ścinające

$$ \tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b} $$

wywołane ciężarem własnym i użytkowym (patrz wykres 6). Naprężenie ciągnące w betonie nie

Rys. 6. Ciągnienia główne



może przekroczyć w żadnym wypadku wartości

$$_b\sigma_c = 6 \text{ kgcm}^2$$

W wypadku większych naprężeń ciągnących całkowitą siłę ciągnącą przenieść należy przez odpowiednie dodatkowe zbrojenie bez naprężenia wstępnego.

Art. 9. Dopuszczalna strzałka ugięcia.

Największe pionowe ugięcie wywołane ciężarem własnym i pełnym ciężarem użytkowym nie może przekraczać $\frac{1}{500}$ rozpiętości teoretycznej belki.

Art. 10. Przyczepność między zbrojeniem i betonem oraz termin odprężenia.

Przyczepność między odtłuszczonym zbrojeniem o max. średnicy 2 mm i betonem o przepisanych właściwościach jest zapewniona.

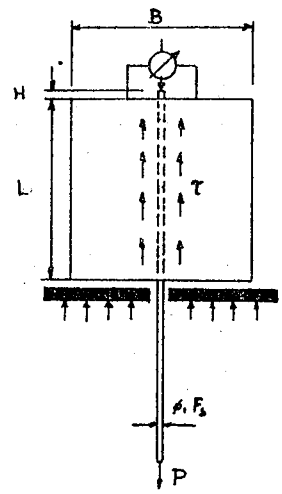
Przy zastosowaniu wysokowartościowego cementu portlandzkiego odprężenie może nastąpić najwcześniej po 14 dniach od daty zabetonowania, przy użyciu cementu glinowego po 3 — 5 dniach.

Dla zbrojenia wymienionego w Art. 5. punkt b do e należy w każdym wypadku stwierdzić doświadczalnie przyczepność zbrojenia.

Próbę przyczepności wykonuje się wg. niżej podanej metody przybliżonej; w miarę możności oznaczyć należy również rzeczywistą długość, na której naprężenie wstępne zbrojenia przenosi się na beton, z wzoru:

$$\tau = \frac{d\varepsilon_b}{dl} \cdot \frac{E_b \cdot F_b}{U}$$

Próba przyczepności służy do oznaczenia okresu czasu między zabetonowaniem i odprężeniem zbrojenia. Jeżeli odprężenie następuje wcześniej lub później, niż ustalono to przy pomocy próby przyczepności, należy w obliczeniu statycznym zwiększyć lub zmniejszyć wpływ pełzania betonu $_b\varepsilon_p$ odpowiednio do danych z wykresu 3.



Rys. 9.

Statyczną próbę przyczepności przeprowadza się przez wyrwanie zbrojenia z kostki lub słupka betonowego.

Długość zbrojenia, na której przyczepność równoważy wytrzymałość zbrojenia na ciągnienie nie może w żadnym wypadku przekraczać 30 cm.

$$L_{max} = \frac{F_s \cdot {}_s\beta_c}{U \cdot \tau} \geq 30 \text{ cm}$$

gdzie U = obwód zbrojenia,
τ = przyczepność powierzchniowa,
F_b = przekrój betonu,
F_s = przekrój zbrojenia,
$_s\beta_c$ = wytrzymałość zbrojenia na ciągnienie.

Przesunięcie się zbrojenia w chwili zerwania drutu nie może wynosić więcej niż 1/10 mm.

$\triangle H \leq 1/10$ mm,
$B = 12$ cm,
$L \cong 100$ średnic dla drutu gładkiego lub linek (gdzie średn. pojedyńczego drutu),
$L \cong 50$ średnic dla drutu z zagłębieniami, szorstką powierzchnią, lub skręconego drutu o kwadratowym przekroju.

Dynamiczną próbę na przyczepność należy wykonywać dla wszelkich konstrukcyj narażonych na częste zmiany obciążenia. Próbę przeprowadza się na takich samych kostkach lub słupkach, jak przy próbie statycznej.

Próbę przeprowadza się dla wytrzymałości zmiennej $\sigma_{w/2}$. pod działaniem siły P zmiennej w granicach P_g i $P_d = 1/2\, P_g$,

$$\text{przytem } \sigma_{w/2} = \frac{P_g}{F_s}$$

$$L_{max} = \frac{F_s \cdot \sigma_{w/2}}{U \cdot \tau}, \quad \text{oraz } \triangle H \leq 1/5 \text{ mm}.$$

Stwierdzenie dostatecznej przyczepności zbrojenia nie zwalnia w żadnym wypadku od przeprowadzenia prób przewidzianych w Art. 13.

Art. 11. Stopień pewności.

1. Stopień pewności przeciw tworzeniu się rys n_r nie może być mniejszy niż 1·5. Wartość jego ustalić należy przy pomocy prób przewidzianych w Art. 13.

Wartość liczbową otrzymać można jako:

a) iloraz z momentu zginającego wywołującego rysy, przez dopuszczalny moment zginający, czyli —

b) iloraz z sumy wartości bezwzględnych wytrzymałości betonu na ciągnienie i rzeczywistego naprężenia wstępnego w skrajnych włóknach betonu przez naprężenie krawędziowe betonu pod wpływem ciężaru własnego i użytkowego

$$n_r = \frac{({}_b\beta_a) + ({}_b\sigma_r)}{{}_b\sigma_g + p}$$

2. Stopień pewności przeciw zniszczeniu konstrukcji n_{zn} nie może być mniejszy niż 2.5

$$n_{zn} = \frac{\text{Moment zginający wywołujący zniszczenie}}{\text{Moment zginający dopuszczalny}} \geq 2{,}5$$

Obliczenie momentu zginającego wywołującego zniszczenie konstrukcji wykonać należy wg. teorii betonu strunowego. W zwykłych wypadkach wartość n_{zn} obliczyć można wg. wzoru obowiązującego dla konstrukcyj żelbetowych

$$M_{zn} = \mu \cdot {}_s\beta_c \cdot b \cdot h^2 \cdot \left(1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{{}_s\beta_c}{{}_b\beta_k} \cdot \mu\right)$$

gdzie:

$$\mu = \frac{F_s}{b \cdot h}$$

${}_s\beta_c$ = wytrzymałość zbrojenia na ciągnienie

${}_b\beta_k$ = wytrzymałość kostkowa betonu na ściskanie

h = odstęp środka ciężkości przekroju zbrojenia od ciśnionego skrajnego włókna betonu.

Art. 12. Wskazówki konstrukcyjne.

Wzajemny odstęp wkładek winien wynosić w świetle conajmniej $a \geq 5$ średnic.

Średnica maksymalna ziarn kruszywa D_{max} określona jest zależnością $D \leq 2/3\, a$ *).

Pokrycie zbrojenia betonem winno wynosić conajmniej 10 mm.

Belki z betonu strunowego winne występować conajmniej 20 do 30 cm poza teoretyczny punkt podparcia. Gdy to jest ze względów praktycznych niemożliwe, należy przyjmować rzeczywiste naprężenie wstępne betonu na podporach w połowie obliczonej wartości: **)

Na końcach belek o przekroju teowym T lub dwu-teowym I należy zastosować strzemiona, o średnicy równej średnicy wkładek zbrojenia, jednakże przy użyciu stali bardziej miękkiej, aniżeli stal zbrojenia. Wzajemny odstęp tych strzemion winien wynosić 1/3 wysokości belki. Dla belek przeznaczonych dla ciężaru użytkowego mniejszego, niż $p = 300$ kg/m^2 można strzemion tych nie stosować.

Załamania przekroju należy w miarę możności wyokrąglić. Wkładki zbrojenia przenoszące naprężenie wstępne należy rozłożyć w przekroju w ten sposób, aby w strefie ciśnionej belki nie powstały wskutek odprężenia zbrojenia naprężenia ciągnące. W chwili odprężenia, naprężenie wstępne w strefie ciśnionej bez uwzględnienia ciężaru użytkowego winno wynosić conajmniej

${}_b\sigma_v \geq 0$ (ciśnienie ma znak dodatni).

Forma zewnętrzna belki musi wykluczać wątpliwości co do położenia strefy ciśnionej i ciągnionej. Wykonywanie belek o przekroju zupełnie symetrycznym, jest zatem niewskazane.

Art. 13. Kontrola wykonania elementów.

1. Badanie statyczne.

Dla belek seryjnie wykonanych, należy z każdej serii poddać co najmniej jeden element, przy produkcji masowej na każde 100 sztuk 2 elementy, statycznym próbom na powstawanie rys i zniszczenie. Obciążenie konstrukcji w czasie próby winno być zbliżone do warunków rzeczywistych.

Badanie przybliżone przeprowadzać można obciążając belkę dwiema równymi siłami, każda w odstępie $^1/_4$ od podpór.

Badanie przeprowadzić należy po 28-miu dniach od chwili zabetonowania belki. Jeżeli są do dyspozycji 2 elementy próbne, badanie drugiego należy przeprowadzić po 365-ciu dniach.

2. Badanie dynamiczne.

Dla belek narażonych na obciążenie dynamiczne, oraz przy wprowadzaniu nowych typów elementów *) należy z reguły przeprowadzać próbę na obciążenie dynamiczne.

Granicę obciążenia dynamicznego P_g i P_d przyjmować należy zgodnie z projektowanym obciążeniem belki. Pewność elementu konstrukcyjnego

*) Czynniki wpływające na wzajemny odstęp wkładek zbrojenia w świetle i średnicę ziarn są każdorazowo różne. Ważnym jest jednak takie ustosunkowanie maksymalnej średnicy ziarn D_{max} i odstępu wkładek w świetle a, które zapewnia jaknajlepsze zagęszczenie betonu.

**) Np. Przy obliczeniu skośnych ciągnień głównych należy w tym wypadku naprężenie wstępne betonu przyjąć w wartości 35 kg/cm^2 zamiast 70 kg/cm^2.

*) Pod wyrażeniem „nowe typy elementów" należy rozumieć takie elementy, dla których brak prób i doświadczeń praktycznych.

przeciw tworzeniu się rys, w czasie próby dynamicznej, winna wynosić co najmniej:

$$n_{r\ dyn} \geqq 1{,}2$$

przeciw zniszczeniu

$$n_{zn\ dyn} \geqq 1{,}5$$

Miarodajną ilością zmian obciążeń w czasie próby dynamicznej jest $n = 1 . 10^6$.

Art. 14. Dozwolony wiek elementów konstrukcyjnych w chwili praktycznego ich zastosowania.

Przy zastosowaniu cementu portlandzkiego do wykonania betonu strunowego, dozwolone jest praktyczne użycie elementów konstrukcyjnych, po 28-dniach od chwili ich zabetonowania; przy zastosowaniu cementu glinowego — po 14-tu dniach.

Art. 15. Oznaczenie elementów.

Każdy element konstrukcyjny z betonu strunowego musi być w ciągu produkcji wyraźnie i trwale oznaczony tak, by można było każdej chwili łatwo i szybko stwierdzić z jakiej serii produkcyjnej dany element pochodzi.

Z każdej serii produkcyjnej należy przechowywać następujące dane produkcyjne do wglądu nadzoru urzędowego:

1. Data betonowania elementu.
2. Data odprężenia zbrojenia.
3. Codzienny pomiar temperatury przez przeciąg 28-miu dni od daty zabetonowania (dla elementów z cementu glinowego, przez przeciąg dni 14-tu).
4. Marka cementu.
5. Wytrzymałość betonu.
6. Dane dotyczące uziarnienia i pochodzenia kruszywa.
7. Dane dotyczące współczynnika wodo-cementowego $\left(\frac{w}{c}\right)$.
8. Dane dotyczące czasu i sposobu wibrowania.
9. Dane dotyczące zbrojenia, jego granicy płynności, wytrzymałości i wydłużenia w chwili złamania.
10. Dane dotyczące prób przyczepności zbrojenia, o ile były one przeprowadzone.
11. Dane dotyczące prób obciążenia (statycznej ew. dynamicznej), o ile były przeprowadzone.

Art. 16. Zastosowanie elementów w budownictwie mostowym.

Dla belek przeznaczonych do budowy mostów należy ponadto uwzględnić:

a) Naprężenia dopuszczalne jak następuje:
   Stal — jak Art. 7.
   Beton — w strefie ciśnionej, jak Art. 7.
   „ — „ ciągnionej $_b\sigma_{c\ dop} = 15\ kg/cm^2$.
   Pewność przeciw tworzeniu się rys $n_r = 1{,}3$.
   „ „ złamaniu $n_{zn} = 2{,}5$.
b) Wpływ jednostajnej zmiany temperatury $= 20^0$ C, w stosunku do średniej temperatury miejsca budowy.
c) Belki muszą być przedłużone co najmniej o 20—30 cm poza teoretyczny punkt podparcia.

Art. 17. Postanowienia specjalne.

Postanowienia niniejszych przepisów ustalone dla belek prostych o rozpiętościach poniżej 6 m obowiązują również dla wszelkich innych elementów konstrukcyjnych z betonu strunowego, jak mosty, podkłady kolejowe, deski itp.

Badanie próbne tych elementów odbywać się winno na zasadzie obciążeń przyjętych dla obliczenia statycznego. Elementy konstrukcyjne o rozpiętości powyżej 6 m, produkowane nieseryjnie wymagają każdorazowo specjalnego zezwolenia nadzoru urzędowego.

Wyjątki od powyższych przepisów mogą być dozwolone wyłącznie na podstawie dostatecznego materiału doświadczalnego.

Inż. WOJCIECH POCANY

KILKA UWAG NA TEMAT BETONU SRRĘŻONEGO

W ostatnim czasie ukazały się doskonale napisane artykuły o betonie sprężonym. Wygłoszono również kilka dobrze opracowanych referatów na ten temat. W tych wszystkich artykułach i referatach widoczny jest wielki entuzjazm w stosunku do tej nowej metody konstrukcyjnej. Były one nawet prawie propagandą. Brakowało tu jednak uwzględnienia stron ujemnych tej metody. Dla niewtajemniczonych bowiem dostatecznie mogłoby to grozić przecenieniem tej metody konstrukcji.

Dwa międzynarodowe kongresy, a mianowicie w r. 1936 w Berlinie i w rok później w Londynie zajmowały się dokładnym ocenieniem tego zagadnienia. Zdania wybitnych naukowców zajmujących się badaniem tego problemu były podzielone. Nie brakowało entuzjastów, jak również i poważnej krytyki.

Wydaje mi się zatem rzeczą konieczną ujawnić tę krytykę i to właśnie na łamach tego czasopisma. Czasopismo to bowiem przed laty przyjęło do druku jeden z moich artykułów, skierowany przeciwko przecenianiu wartości technicznej i stosowaniu wysokowartościowego cementu.

W owym czasie żadne inne czasopismo nie chciało drukować tego artykułu, gdyż wymagało to wiele odwagi, by ponieść w konsekwencji pretensje ze strony przemysłu cementowego. Otrzymałem wówczas list w tej sprawie od śp. prof.

inż. Bratro — w którym wyraził pełne zrozumienie dla mego stanowiska. Pomimo, że wiedziałem o tym, że inne pisma nie chciały przyjąć tego artykułu, umieścił go natychmiast w swoim piśmie.

Dziś nie mogę przyjąć, by jakakolwiek grupa ludzi posiadała specjalne lub nawet materialne względy, aby propagować tę nową metodę konstrukcji.

Jednostronne jednak oświetlenie tego zagadnienia mogłoby tutaj wywołać te same psychologiczne skutki; a mianowicie przecenienie tej nowej metody wzgl. konstrukcji, a w następstwie tego rozczarowanie spowodowane nieznajomością ujemnych stron tej metody.

Aby zapobiec tym skutkom chciałbym tu pokrótce omówić wady tej metody:

1. zmniejszenie wielkości przekrojów, a co za tym zmniejszenie masy poszczególnych elementów konstrukcji, szczególnie przy konstrukcjach obciążonych dynamicznie (belki mostowe), budzi pewne wątpliwości. Uderzenia boczne siły centryfugalnej, dalej uderzenia styczne szyn 'przy mostach kolejowych są znacznie mniej niebezpieczne w konstrukcjach masywnych, niż przy konstrukcjach o sile zredukowanej masie. Przy działaniu sił statycznych możemy naprężenie zredukować przez zwiększenie momentu nośności. Można przy tym zwiększyć masy ale również można zwiększyć moment nośności przy zmniejszaniu masy. Przy naprężeniu wywołanym siłami dynamicznymi nie możemy jednak w żadnym wypadku dopuścić do zredukowania masy.

2. Przedsprężenie które beton otrzymuje nie jest stałe. Wiadomym jest, że sztuczne przedsprężenie powoli popuszcza (w jakim czasie, to jeszcze nie jest dokładnie zbadane) i znika. Różnym konstruktorom znane już jest, że takie osłabienie sprężenia zachodzi. Używano różnych (częściowo też patentowanych) konstrukcji, by nadsprężyć zalaz, aby w ten sposób uzupełnić stratę naprężenia wywołaną przez tzw. zjawisko „zmęczenia" (E. Bornemann „Neuere Verfahren in Eisenbeton", Zement, Berlin, 1938, zeszyt 46, 47, 48).

Urządzenie mechaniczne, przy pomocy których reguluje się później sprężenie, są dość skomplikowane. W przypadku większych mostów na drogach głównych możliwą byłaby taka regulacja sprężeń, przy pomocy mechanicznego urządzenia. Natomiast w wypadkach konstrukcji dachowych wzgl. konstrukcjach stropowych przeprowadzenie takich nadsprężeń jest niemożliwym.

Musimy sobie uzmysłowić, jak wyglądało dokręcanie śrub przy łączonych za pomocą śrub mostach wojennych (systemu Eiffla, Roth Wagnera). Mosty, które stały pod stałym nadzorem i kontrolą wojskową, powinny podlegać stałym dociąganio śrub. Łatwo dostępne śruby dociągano rzeczywiście często, trudno dostępne natomiast b. rzadko albo nigdy. Śruby te rdzewiały łatwo, toteż przy przebudowie wzgl. rozkładaniu konstrukcji musiano je odrąbywać. A zdarzało się to przy takich objektach, gdzie zaniedbania karne były sądem wojennym a nawet karą śmierci.

Możemy więc sobie wyobrazić, w jakim stopniu można liczyć się z pewnością, by w przypadku objektu cywilnego wykonane było regularnie nadsprzęganie. Konieczność stosowania stałego nadsprzęgania komplikuje w wysokim stopniu utrzymanie konstrukcji. Wymaga szkolonego personelu i stałej kontroli. To zaś w dzisiejszych naszych warunkach nie jest szczęśliwym rozwiązaniem zagadnienia.

3. Freyssinet ogrzewał sztucznie beton w czasie jego wiązania. Zresztą już wcześnie wiadomo było, że doprowadzenie ciepła przyśpiesza proces wiązania. Doprowadzanie jednak ciepła budzi poważne wątpliwości. Ogólnie przyjmuje się za optymalną temperaturę przy wiązaniu betonu temperaturę 30°C. Przy wyższych temperaturach parowanie wody jest za szybkie. Wiązanie betonu powyżej 70° nie powinno nigdy być stosowane. W Concret const. Eng. z czerwca 1931, str. 359 podane są trzy serie badań nad wiązaniem betonu.

Beton otrzymano w różnych temperaturach a następnie wiązano i przechowywano go również w rozmaitych temperaturach.

Grupa 1 otrzymywany w 15°C wiązany i przechowany w 15°C

Grupa 2 otrzymywany w 70°C wiązany i przechowany w 15°C

Grupa 3 otrzymywany w 70°C wiązany i przechowany w 70°C

Następnie badano wytrzymałość betonu w pierwszym i siódmym dniu.

Wyznaczono stąd wytrzymałość na ściskanie na cm^2

Grupa 1 1-szy dzień 88 kg/cm^2
Grupa 1 7-my dzień 256 kg/cm^2

Grupa 2 1-szy dzień 91 kg/cm^2
Grupa 2 7-my dzień 160 kg/cm^2

Grupa 3 1-szy dzień 174 kg/cm^2
Grupa 3 7-my dzień 214 kg/cm^2

Widocznym stąd jest, że beton otrzymany i wiązany w 70°C wykazuje w pierwszym dniu 2 razy większą wytrzymałość niż otrzymany i wiązany w warunkach normalnych. Natomiast wartość wytrzymałości na ściskanie po 7 dniach mniejsza jest o 20% niż przy betonie otrzymanym metodą 1. Beton z grupy 3. wykazał już po 2 godzinach wytrzmałość na ściskanie równą 53 kg/cm^2. Stąd też można zrozumieć, że konstrukcje betonowe Freyssmnet'a można przetransportować już 2—3 godziny po wykonaniu i że już po tym krótkim czasie można je budować jako belki stropowe. Podczas ogrzewania betonu należy szczególnie pieczołowicie chronić od oziębiania, gdyż nagłe obniżenie temperatury wywołuje powstanie w betonie wysokich naprężeń powierzchniowych.

Wyżej wymienione badania wykonano na cemencie amerykańskim. Można by zarzucić tym wywodom, że te samę badania przeprowadzone na naszym cemencie dałyby prawdopodobnie wyniki nieco inne od powyższych.

Dlatego też jako uzupełnienie podam tutaj wyniki uzyskane przy badaniu cementu z Opola (Grafa), który zresztą w wysokim stopniu podobny jest do naszego.

(Graf, Einige Bemerkungen über wichtige Eigenschaften des temperaturach:

temp. 17—20°C
30°C
45°C
60°C

następnie badano wytrzymałość otrzymując wyniki podobne.

Przy nieostrożnym ogrzewaniu (suche ciepło) stwierdzono olbrzymie zmniejszenie wytrzymałości, beton bowiem wysycha szybko. Staje się wtedy mało wartościowym i nie ma możliwości potem go jeszcze poprawić. Grün (Beton, Berlin 1937) poświadcza swymi doświadczeniami wyżej wymienione zjawiska. Ogrzewanie betonu metodą Freyssinet'a może być stosowane racjonalnie tylko przy wytwarzaniu gotowych konstrukcji betonowych i elementów budowlanych (metoda fabryczna). Jeśli chodzi o konstrukcje monolitowe (mosty itd), to zakładanie urządzeń dla ogrzewania i przeprowadzenia ciepłych par (kotły) jest z powodu olbrzymich kosztów z tym związanych u nas chwilowo nie do przeprowadzenia.

Urządzenie takie z drugiej strony wymaga fachowej i ścisłej kontroli.

4. Zjawisko fizyczne sprężania nie jest jeszcze dostatecznie dokładnie doświadczalnie zbadane.

Na zakończenie chciałbym tu przytoczyć jeszcze słowa wypowiedziane przez światowej sławy belgijskiego badacza Campusa na kongresie w Londynie: my Belgowie jesteśmy za biednym narodem, by przeprowadzić poważniejsze konstrukcje tą jeszcze niedokładnie zbadaną metodą. Musimy czekać na zebranie doświadczeń przez narody bogatsze, które to doświadczenia będą musiały być okupione dużymi kosztami.

KRONIKA TECHNICZNA

Inż. ALFRED KONOPKA

W SPRAWIE ANALIZY BILANSU WODNEGO DORZECZA

(Na marginesie artykułu Prof. Dr Rosłońskiego)

Opad, parowanie i retencja obszaru to zasadnicze elementy kształtujące rzeczywisty bilans wodny dorzecza. Opad mierzymy bezpośrednio, lecz wielkość rocznego parowania zależy od wielu czynników „wymykających się po części z naszych obserwacji" jak to słusznie zaznacza prof. Rosłoński, to też tego parowania nie umiemy jeszcze nawet z przybliżoną dokładnością ani mierzyć ani obliczać; podobnie trudno obliczać retencję dorzecza, która zależy nie tylko od poziomu wód gruntowych i chłonności podłoża, to też prof. Rosłoński na wstępie swych uwag nazywa słusznie „sposobem uproszczonym" dotychczasowe próby ustalania bilansu wodnego dorzecza oparte na przyjęciu teoretycznego parowania i na przypuszczalnej retencji dorzecza.

Na obszarach bagnistych i łąkowych poziom wód gruntowych opada często w dłuższych okresach czasu do poziomu wody w rzece i wówczas rzeka musi uzupełniać zapasy wody gruntowej w dolinie, zmniejszane przez parowanie i życie roślin, to też ilości wody na dolnych odcinkach rzek są często mniejsze od sumy tych ilości, jakie przynoszą dopływy. Pobrzeża i doliny rzek to przeważnie, choć nie zawsze — tereny przepuszczalne, zatrzymujące pewne ilości wody, szczególnie przy wyższych stanach.

W niektórych dorzeczach występują jeszcze inne straty i to znaczne, spowodowane ich budową geologiczną. Wiemy, że na obszarach krasowych znikają przy wyższych stanach wielkie ilości wody w popękanym skalistym podłożu i występują na powierzchnię częściowo w tym samym dorzeczu, częściowo zaś w sąsiednim; zjawisko znane w Istrii i południowej Krainie w dorzeczu Soczy (Isonzo) i górnej Sawy na obszarze gór Krasu. Podobne zjawiska występują na rzekach przekraczających wielkie pradoliny geologiczne, powstałe w dawnych okresach w północnej części środkowej Europy na krawędziach zlodzenia. Rzeki z okresu dyluwialnego Prawisła, Praodra i Prałaba wytwarzały szerokie doliny, które z czasem wypełniały się utworami przepuszczalnymi; przez pasy tych dolin przepływają obecnie rzeki bałtyckie Wisła i Odra i dopływ morza Północnego Łaba, przecinając je, a częściowo spływając nimi. Szczególnie wyraźnie występuje to na Odrze, która przepływa trzy główne doliny równoleżnikowe, pierwsza dolina zajmuje pas od Wrocławia przez Legnicę na Zegań, Zasieki (Forst), Chociebuż, Puszcza Sprewy (Spreewald), druga to dolina Warszawsko-berlińska, spływają tą doliną Utrata, Górna Bzura, Ner, Środkowa Warta od ujścia Neru do Śremu, Obra południowa i Obrzysko, wreszcie trzecią jest dolina toruńsko-eberwaldska, którą spływa Noteć i dolna Warta. Doliny te są pewnego rodzaju naturalnym drenem, odprowadzając część wód Odry w kierunku zachodnim ku dorzeczu Łaby przez Sprewę i Hawelę i ten odpływ wód odrzanych ku dorzeczu Łaby jest efektywną stratą zapasów wód Odry. Największe straty wykazuje Odra między Wrocławiem i Kostrzyniem (ujście Warty) przy wysokich stanach wód, jak to okazuje zestawienie sekundowego przepływu na poszczególnych odcinkach Odry. Według Dr Pareńskiego i zgodne z Pareńskim ilości podaje Ed. Gennerich (Die Flüsse Deutschlands-Drezno 1908, str. 123), silny spadek sekundowego przepływu wielkiej wody wykazuje w opisie Odry także inż. Germelmann,

Odcinek Odry i dorzecze w km²	Odra na początku odcinka	Dopływy	Razem	Rzeczywisty przepływ	Strata
1. Odra z Nysą Kłodzką km 181.3 18.003 km²	154.0 m³/sek	—	154.0 m³/sek	154.0 m³/sek	—
2. Odra do Scinawy poniżej ujścia Kocaby km 332.0 29.878 km²	154.0 m³/sek	60.8 m³/sek	214 8 m³/sek	207.1 m³/sek	7.7 m³/sek
3. Odra do Polęcka poniżej ujścia Bobrawy km 530.6 47.293 km²	207.1 m³/sek	100.1 m³/sek	307.2 m³/sek	272.0 m³/sek	35.2 m³/sek
4. Odra pod Szczecinem km 743.0 118.611 km²	272 0 m³/sek	280.3 m³/sek	552.3 m³/sek	532.3 m³/sek	20.0 m³/sek
				Razem	**62.9** m³/sek

w dziele o gospodarce wodnej Niemiec i jej nowych zadaniach (T. I, rozdz. 5, str. 70), wydanej w Berlinie w r. 1921 jako praca zbiorowa przez znanego inż. Symphera.

Przepływy sekundowe na Odrze:

1) według Dra Pareńskiego i E. Gennericha:

	Średnia roczna:	Wielka Woda:
w Raciborzu	52 m³/sek	1.700 m³/sek
we Wrocławiu	138 „	2.450 „
pod Kostrzyniem	292 „	2.200 „
Odra z Wartą	490 „	3.200 „
Załoń Górna (Hohensaaten)	557 „	3.560 „

2) według inż. Germelmanna:

	Średnia roczna:	Wielka Woda:
do Nysy Kłodzkiej	115 m³/sek	2.200 m³/sek
we Wrocławiu	175 „	2.400 „
po Wartę (Kostrzyń)	305 „	1.750 „
Odra z Wartą	507 „	3.400 „
Załoń Górna (Hohensaaten)	—	—

Niemcy jeszcze przed 30 laty pracowali nad bilansem wodnym dorzeczy, Zakład badania wód niemieckich w Berlinie, odpowiadający naszemu Instytutowi Hydrograficznemu w wydawnictwach swoich „Besondere Mitteilungen" w r. 1915, tom III, Nr 2, poświęcił omówieniu opadów i odpływu w dorzeczu Odry w 10-leciu 1896—1905. Autor tej bardzo interesującej pracy Prof. Dr Karol Fischer, w r. 1915 jeszcze zwyczajny pracownik Zakładu zestawił w tabl. 12 szczegółowy bilans wodny dorzecza Odry, opierając się na bezpośrednich licznych pomiarach i spostrzeżeniach. W następującym zestawieniu podaję z tej tabl. 12 niektóre końcowe wyniki, odnoszące się do średniego rocznego odpływu w 10-leciu 1896—1905:

Ale i stratami na Wiśle zainteresowano się u nas w ostatnim czasie. Pierwszy zeszyt „Gospodarki wodnej" (Styczeń—Luty 1947), rozesłany z początkiem kwietnia podaje bardzo interesującą pracę inż. Kazimierza Cisło p. t. „Straty wody w dorzeczu Wisły środkowej w okresie jesiennych niskich stanów wód gruntowych", uwzględniając wyniki pomiarów przepływu wykonane w jesieni 1946 r. między Zawichostem i Warszawą, na Wiśle i dopływach. Tę bardzo cenną pracę kończy autor trafną uwagą, że dopóki całokształt zasilania rzek wodą ze zbiorników nie ulegnie poprawie, po gruntownej rewizji istniejącego stanu i odpowiednich badaniach, tak długo zasilanie w wodę środkowej Wisły będzie tylko problemem dyskusyjnym.

Inż. M. MISCHKE

PARCIE ZIEMI W OSUWISKACH

Problemem parcia ziemi w osuwiskach zajmuje się dr. inż. R. Haefeli, docent Politechniki Zurychskiej w numerze 4. Odbudowy. (Przyczynek do teorii parcia i osuwania się ziemi).

Masa ziemi zsuwająca się po gładkiem podłożu (np. skała) i opierająca się na sztywnej budowli może zachowywać się: a) plastycznie, nie zmieniając kształtu powierzchni naziomu, b) płynnie, c) po przekroczeniu pewnej granicznej wartości parcia — utworzyć płaszczyznę odłamu i przesuwać się ponad koroną budowli.

Ponieważ na płaszczyźnie podłoża leżą dwa wierzchołki klina odłamu osuwiska, należy zatem badać również siły działające na płaszczyznę przebiegającą przez wierzchołek klina odłamu bardziej odległy od muru oporowego.

Autor przyjmuje płaszczyznę prostopadłą do płaszczyzny odłamu osuwiska i oznacza działającą tam siłę parcia górnych mas osuwiska przez D, zaś jej kąt nachylenia do poziomu przez ϑ.

Płaszczyzna odłamu osuwiska ustawia się w przybliżeniu poziomo, a więc odmiennie niż w klasycznym wypadku parcia ziemi (Culmann).

Oznaczając przez:

ψ — kąt nachylenia naziomu,

φ — kąt stoku naturalnego,
ω — kąt nachylenia podłoża skalnego,
δ — kąt tarcia między ziemią i murem,
ϑ — kąt nachylenia siły D parcia mas osuwających się,
χ — kąt nachylenia płaszczyzny odłamu wg. teorii klasycznej,

otrzymuje Haefeli dla założeń:

a) płaszczyzna odłamu osuwiska w poziomie,
b) $\vartheta = \delta$,
c) pionowy mur oporowy, $\alpha = 0$,

wyrażenie na parcie ziemi na mur oporowy:

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\operatorname{tg} \psi}{\operatorname{tg}^2 \chi \cos \delta} \left[\frac{1}{\operatorname{ctg} \varphi - \operatorname{tg} \delta} + \right.$$

$$\left. + \frac{1 + \frac{\operatorname{tg} \chi}{\operatorname{tg} \psi}}{\operatorname{tg} \delta + \operatorname{ctg} (\chi - \varphi)} \right]$$

Wypadki szczególne.

I. Naziom poziomy $\psi = 0$,
kąt tarcia o mur $\delta = 0$,

otrzymuje się analogicznie jak dla parcia czynnego w teorii klasycznej

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

II. Kąt nachylenia naziomu i kąt nachylenia podłoża równe kątowi stoku naturalnego, skąd wynika również:

$$\psi = \omega = \varphi = \chi$$

a dla $\delta = 0$ otrzymuje się: $E = \frac{1}{2} \gamma h^2$

Wypadki ogólniejsze.

I. $\psi = \omega = \varphi = \chi$; $\delta = 0$, ϑ różne od 0

jest:

$$E_\vartheta = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{1}{1 - \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \vartheta}$$

wartość ta jest zawsze większa od wartości obliczonej z teorii klasycznej. Wielkość współczynnika zwiększającego podaje poniższa tabela:

kąt nachylenia naziomu $\psi = \varphi$	20^0	30^0	40^0	45^0
$\vartheta = 0$	1,13	1,33	1,70	2,00
$\vartheta = \frac{1}{2} \varphi$	1,21	1,57	2,46	3,42
$\vartheta = \varphi$	1,30	2,00	5,75	∞

II. $\psi = \omega = \varphi = \chi$; $\delta = \vartheta$ różne od 0,

$$E_\delta = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{1}{\cos \vartheta - \operatorname{tg} \varphi \sin \vartheta} = \frac{1}{\cos \vartheta} E_\vartheta$$

Parcie osuwiska na filar.

Parcie ziemi na wąskie elementy muru daje wartości większe niż dla ściany ciągłej, ponieważ w obecnym wypadku ma się do czynienia z ostrosłupem, nie zaś z klinem odłamu.

Na ściany boczne ostrosłupa działa dodatkowe parcie ziemi, powodując zwiększenie całkowitej wartości. Haefeli podaje wartości współczynnika zwiększającego, przy parciu jednostkowem na boczne ściany ostrosłupa

$$p = \frac{3}{4} \gamma h$$

kąt nachylenia naziomu ψ	20^0	30^0	40^0
stosunek szerokości do wysokości filara	$p = \frac{3}{4} \gamma h$		
$\frac{B}{h} = 1$	1,81	1,59	1,25
2	1,40	1,30	1,12
3	1,28	1,19	1,06

Tabela powyższa daje jednak tylko poglądowe, teoretyczne wartości, ponieważ zjawisko przebiega w rzeczywistości w bardziej skomplikowany i trudny do rachunkowego uchwycenia sposób.

Uwagi końcowe.

Haefeli nie podaje punktu zaczepienia parcia osuwiska, jako jeszcze niedostatecznie stwierdzony. Dla parcia stoku śnieżnego siła zaczepia np. w połowie wysokości ściany.

Ponieważ parcie osuwiska może zmienić charakter od plastycznego (Staudruck) do przesuwnego (Gleitdruck) i w związku z tym zwiększać swą wartość, zrozumiałem się staje, dlaczego mury oporowe mogą nagle utracić równowagę po latach istnienia i należytego zachowania się.

HUGH P. VOWLES, M. I. MECH. E.
Tłum. Inż. JAN ŚWITKOWSKI

AUTOSTRADY JUTRA

BRYTYJSKI PROJEKT WISZĄCEGO MOSTU-GIGANTU

(Z materiałów the British Counsil.)

Plany reorganizacji powojennego przemysłu brytyjskiego przybrały charakter żywiołowego rozmachu, a w Południowej Walii zapowiadają wprost jakby drugą rewolucję przemysłową. Jednym z najważniejszych zadań tu do spełnienia jest poprawienie sieci połączeń dla transportu między Południową Walią a Anglią. Pierwszą inwestycją w tej dziedzinie będzie budowa gigantycznego, przeszło milę ang. długiego, mostu wiszącego u ujścia rzeki Severn. Most ten, najdłuższy tego rodzaju w Europie, będzie miał jedną z najwięk-

szych rozpiętości zawieszenia w świecie i będzie zbudowany w ciągu trzech do czterech lat kosztem 5.000.000 funtów.

Dobrobyt, jaki swego czasu przeżywała Walia, opierał się głównie na dwóch przemysłach, a mianowicie: węglowym i hutniczym. Jednostronność przemysłu postanowiła cały ten okręg na łaskę fluktuacji rynkowych w popycie na jego produkty, tembardziej, że głównym odbiorcą, zwłaszcza węgla, były kraje zamorskie, bardzo nierówne w swych zapotrzebowaniach. Obecnie czynione są kroki ku zapewnieniu stabilizacji tego kraju, przez stworzenie innych gałęzi przemysłu, któreby zasilały rynki krajowe i zagraniczne więcej urozmaiconym asortymentem produktów.

Ale nietylko przyszła ekspansja przemysłu Południowej Walii wiąże się z koniecznością usprawnienia komunikacji drogowej — znaczny rozwój transportu drogowego, jaki datuje się już od kilku lat, czyni sprawę przerzucenia mostu w dolnym biegu Severn niezwykle pilną. W sytuacji obecnej, przy braku mostu poprzez rzekę poniżej Gloucester, transport towarów drogami kołowemi między południowemi częściami Angli i Walii jest niepotrzebnie kosztowny i stwarza znaczne opóźnienia w dostawie produktów.

Znaczenie poprawienia tego stanu rzeczy jest oczywiste. Dobra komunikacja — to naczynia krwionośne dla handlu; wszelkie zahamowania w obiegu artykułów i produktów są przeszkodą w rozwoju przemysłu. Jedynie zupełna swoboda i łatwość w dostępie do kraju oraz w wewnętrznej jego wymianie, może spowodować całkowite wykorzystanie jego bogactw naturalnych. Co więcej, postęp w środkach komunikacji winien znacznie wyprzedzać potrzeby bieżące kraju, bo tylko wtedy przyczynia się on do dalszej ekspansji jego przemysłu, a co zatem idzie i dobrobytu.

W świetle takich rozważań Ministerstwo Transportu przystąpiło do budowy wielkiej sieci autostrad dla szybkiej komunikacji kołowej, której jednym z głównych węzłów ma być projektowany most na rzece Severn. Miejsce dla niego wybrano pomiędzy miejscowościami Aust i Beachley, w pobliżu zlania się rzek Severn i Wye. Tunel kolejowy i miejsce projektowanej tamy przypływowej znajdują się o trzy mile dalej, w dół rzeki. Całkowita długość mostu w/g projektu wynosi około 6.000 stóp i składa się z trzech przęseł, przyczym środkowe przęsło ma 3.000 stóp, zas skrajne po 1.500 stóp. Wzdłuż mostu przebiegają dwie autostrady o 22 stopach szerokości każda, oraz dwa podparte chodniki dla pieszych. W celu utrzymania żeglugi na rzece, środkowe przęsło ma prześwit 120 stóp ponad poziomem wysokiej wody.

Dla porównania można podać, że wiszący most ponad Golden Gate w San Francisko ma jedno przęsło o długości 4.200 stóp; przęsło mostu na rzece Hudson w Nowym Jorku ma 3.500 stóp. Przytoczyć można również wielki most w zatoce Sydney, zaprojektowany i zbudowany przez brytyjskich inżynierów; w porównaniu do poprzednich przęsło tutaj jest stosunkowo krótkie, bo zaledwie 1.650 stóp, konstrukcja jednakże tego mostu jest zupełnie innego typu. Stalowy łuk tego mostu, jest najdłuższy na świecie, a cztery tory kolejowe, sześć jezdni i dwa chodniki tworzą największy i najbardziej skoncentrowany ciężar, jaki dźwiga którykolwiek most wiszący.

Jak już podkreślono, most na rzece Severn, będzie nietylko żywotnym punktem, łączącym Walię z Anglią, lecz będzie grał równie ważną rolę w całym systemie sieci nowych autostrad Wielkiej Brytanii. Autostrady te będą miały podwójne szlaki i dozwolone będą tylko dla szybkiego ruchu motorowego. Od zachodniego końca mostu na rzece Severn, droga będzie biegła przez rzekę Wye do Południowej Walii, od wschodniego zaś do Colne i Londynu. Inna autostrada krzyżująca się z ostatnią pomiędzy Aust i Calne biedz będzie od Bristolu do południowo-zachodnich okręgów. Te i tym podobne autostrady w innych częściach kraju łączyć będą miasta ze sobą, w sposób najbardziej wygodny i nowoczesny.

Ciekawe może będzie zwrócić uwagę jeszcze na podobieństwo, jakie zachodzi pomiędzy sposobami rozwiązania projektowanej obecnie sieci dróg i tej, którą zbudowali Rzymianie w Brytanji przeszło 1500 lat temu. Są naprzykład podstawy do twierdzenia, że rzymska droga z Londynu przez Bath do Caerleon w Walii przechodziła przez rzekę Severn dokładnie w tym samym miejscu, które obecnie zostało wybrane dla nowego mostu wiszącego. Najbardziej zasadnicze jednak podobieństwo leży w fakcie, że system dróg rzymskich był stworzony i kontrolowany przez władzę centralną; był wynikiem mądrej polityki państwowej. Właśnie dzięki niej, jak również dzięki zdolnościom swoich inżynierów Rzymianie zdobyli sobie sławę wielkich budowniczych dróg. Przejmując podobną politykę, Ministerstwo Transportu przy pomocy rad wojewódzkich i innych władz lokalnych planuje ogólnokrajowy system dróg, zdolny do zaspokojenia w ciągu wielu przyszłych lat stale rosnących wymagań transportu motorowego.

W artykule **„Przyczynek do teorii betonu strunowego"** ogłoszonym w „Czasopiśmie Technicznym" Nr. 10/11 w październiku 1946 r., na oznaczenie zjawiska odkształcenia betonu na skutek naprężeń długotrwałych pod wpływem ciężaru własnego, podana została jako nowe określenie nazwa:

„Pełzanie betonu".

Na określenie tego zjawiska podała niedawno prasa techniczna jeszcze dalsze inne nazwy:

„Ugniot betonu"

„Zbijanie betonu"

„Spływ betonu".

Sprawa właściwego terminu naukowego na określenie powyższego zjawiska została rozwiązana już przed wojną, gdyż nestor żelbetników polskich i wielki pionier żelbetnictwa profesor dr. Maksymilian Thullie jeszcze przed ośmiu laty w lwowskim „Czasopiśmie Technicznym" (Tom 56, Nr. 19 z dnia 10. października 1938 r., strona 292) podał trafną nazwę:

„Czołganie betonu,, (Kriechen).

Podana przez prof. Thulliego nazwa „Czołganie betonu" została przed wojną przyjęta bez zastrzeżeń i od tego czasu wielu inżynierów posługuje się już tym terminem.

Nazwa „Pełzanie betonu" jako tłumaczenie angielskiego wyrazu „creeping", który Niemcy przetłumaczyli przez „Kriechen" nie jest właściwą. Sądzę bowiem, że

nazwa „pełzanie" oznacza ruch jednokierunkowy tj. wprzód, podczas gdy czołganie wybitnie określa możliwość dwukierunkowego ruchu zarówno do przodu jak i do tyłu, a więc nazwa „czołganie" jest bardziej odpowiednia.

Ponieważ Redakcja „Czasopisma Technicznego" pierwsza w Polsce przed wojną podała termin „Czołganie betonu" do publicznej wiadomości, przeto moim zdaniem powinna to Redakcja podkreślić, gdyż zbyt wiele rozmaitych nazw na określenie jednego i tego samego zjawiska może zdezorientować czytelników.

Dr. Inż. St. Andruszewicz

SZWAJCARIA

W dniu 1 grudnia 1946 r. odbyło się w Lozannie z inicjatywy miejscowego Towarzystwa Polskiego zebranie porozumiewawcze szeregu przedstawicieli społeczeństwa polskiego w Szwajcarii celem rozpatrzenia możliwości wzięcia udziału w propagandowej i materialnej pomocy na rzecz odbudowy Warszawy. Po zagajeniu przez Prezesa Towarzystwa A. Gołuchowskiego, przemówieniach dr St. Liberka i red. L. Chrzanowskiego oraz po techniczno-organizacyjnym referacie inż. arch. B. Garlińskiego rozwinęła się ożywiona dyskusją, której myślą przewodnią było, obok jednomyślnego uznania konieczności poparcia akcji podjętej w Kraju przez Obywatelską Ligę Odbudowy Warszawy szukanie najwłaściwszej formy organizacyjnej, odpowiadającej warunkom szwajcarskim.

W wyniku zebrania wyłoniony został Komitet Popierania Odbudowy Warszawy w Szwajcarii w składzie tymczasowym: Prezes — A. Gołuchowski; Członkowie — L. Chrzanowski z Chambésy; dr I. Doński, Prezes Towarzystwa Polskiego w Bernie; inż. arch. B. Garliński z Obermeilen; K. Górski, Prezes Stowarzyszenia „Polonia" w Genewie; M. Kościelska z Genewy; dr St. Liberek z Lozanny; mgr A, Meleń z Fryburga i W. Wieczorkiewicz z Genewy.

„Odbudowa" Nr 4 (IX—X—XI) 46.

WĘGRY

W czasie ubiegłej wojny z 39.643 budynków Budapesztu 4% zostało zupełnie zniszczonych, 23% silnie uszkodzonych 47% lżej uszkodzonych, a jedynie 26% pozostało nietkniętych. Śmiertelność ludności, która wynosiła 1,55%, wzrosła w r. 1944 do 2.07% tj. 25569 osób, a w r. 1945 od stycznia do listopada osiągnęła cyfrę 44.514 osób. Ilość urodzeń żywych, która od 16.574 w r. 1938 podniosła się w r. 1944 do 20.996 dzieci, w r. w listopadzie opadła katastrofalnie do cyfry 722. Stan ludności miasta zmieniał się następująco:

1920 ...	928.896	1044 (marzec) .	1.380.000
1930 . .	1.004.772	1945 (marzec) .	832.800
1941 . .	1.164.963	1945 (wrzesień).	988.000

Dane zaczerpnięte ze sprawozdania za rok 1945 opracowanego przez Burmistrza Budapesztu Kövago.

„Odbudowa Nr 4 (IX—X—XI) 46.

KRONIKA STOWARZYSZEŃ TECHNICZNYCH

Z DZIAŁALNOŚCI TOWARZYSTWA TECHNICZNEGO

W okresie od stycznia 1947 r. wygłoszono w Towarzystwie następujące referaty:

1. Wicedyr. M. Kolei Elektr. Czarniak Władysław — „Znormalizowany typ wagonów tramwajowych".
2. Prof. Akad. Górn. Dr. Inż. Łodziewicz Władysław — „Zastosowanie lekkich metali w przemyśle"
3. Inż. Murzewski Władysław — „Wpływ czynników zewnętrznych na pomiar kątów".
4. Prof. Akad. Górn. Inż. Zalewski Feliks i Inż. Pogany Wojciech — „Najnowsze metody badania ścieralności drewna".
5. Dyr. Inż. Bielański Adam — „O powodziach w Małopolsce".
6. Rektor Wydź. Polit. Prof. Inz. Stella-Sawicki — „Beton sprężony".
7. Prof. Wydź. Polit. Dr. Inż. Olszak Wacław — „Teoria i praktyka betonu sprężonego".
8. Kier. Biura Hydrograf. U. W. Inż. Kajetanowicz Zbigniew — „Cechy hydrologiczne Odry na tle hydrologii Wisły".
9. Kier. Oddz. Instal. Elektr. m. Inż. Schmidt Jan — „O oświetleniu naturalnym i sztucznym".
10. Prof. Szk. Przem. Inż. Smereczyński Franciszek — „Analiza czasu pracy wytwórczej i wypośrodkowanie sprawiedliwego akordu czasowego".

Odczyty te cieszyły się b. liczną frekwencją i wywoływały ożywioną dyskusję.

Celem ożywienia życia towarzyskiego urządzono Zabawę Sylwestrową, Wieczór Pieśni i Zabawę Karnawałową Prasy Technicznej. Imprezy te pod względem kasowym udałe nie potrafiły ściągnąć jednak większej ilości członków. Podobnie nie udało się jeszcze uruchomić tak dobrze przed 1939 rokiem prosperujących tygodniowych zebrań towarzyskich z bridgem. Obecnie próbujemy je zorganizować wspólnie z oddziałem Krak. „SIMPU". Prosimy Kolegów o poparcie naszych odnośnych zamierzeń.

W okresie letnim projektujemy urządzenie wycieczek tak fachowych jak i towarzyskich, o czem bliższe informacje podamy w okólnikach tygodniowych.

JUBILEUSZ KRAKOWSKIEGO TOWARZYSTWA TECHNICZNEGO

Komitet Organizacyjny obchodu 70-letniego Jubileuszu naszego Towarzystwa na posiedzeniu odbytym w dniu 11 b. m. postanowił urządzić uroczystości jubileuszowe we wrześniu b. r. — Z okazji tej wyjdzie specjalny numer Czasopisma Technicznego, w którym powinny się znaleść artykuły związane z działalnością Towarzystwa w rozmaitych dziedzinach życia technicznego naszego miasta i województwa. Apelujemy do Kolegów o nadsyłanie takich artykułów. W programie samej uroczystości przewiduje się referat na temat ogólny. Kolegów interesujących się tą sprawą prosimy o porozumienie się z przewodniczącym Komitetu Organizacyjnego Kol. Tokarskim.

Numer Jubileuszowy Czasopisma powinien pod względem finansowym przyczynić się do częściowego pokrycia kosztów Jubileuszu. Spełni to zadanie część inseratowa, prosimy więc Kolegów mających możliwości w tym kierunku o pamięć i nadesłanie w swoim czasie ogłoszeń.

KSIĄŻKI NADESŁANE

ODBUDOWA

W okresie internowania w Szwajcarii grupa żołnierzy stworzyła czasopismo techniczne pod tytułem Odbudowa; Czasopismo rozbudowało się z czasem: redakcję objął dr. Max Zeller, profesor Politechniki Zurychskiej. Pismo wydawane w języku polskim i dla polskich stosunków przeznaczone nawiązuje również w pochwały godny sposób stosunki świata technicznego i gospodarczego Polski i Szwajcarii. Dotychczas ukazały się cztery numery w pięknej szacie zewnętrznej. Numer pierwszy poświęcony był sprawom ogólnym i architekturze. Numer drugi: miernictwu ze specjalnem uwzględnieniem fotogrammetrii. Numer trzeci zajmuje się geologią stosowaną, przynosząc między innemi następujące prace: Wypowiedź Ministra Odbudowy — M. Kaczorowski, Mineralogia i jej stosunek do nauk fizykalno-chemicznych i biologicznych — P. Niggli; Wody gruntowe Szwajcarii — A. von Moos. Geologia i budowa tuneli — Ch. Andreae; Najnowocześniejsze tunele dla pojazdów mechanicznych — M. Arendarski; Przyczynek do geoelektrycznej metody oporowej Watsona — F. Gassmann; Sejsmiczne wyznaczanie pochyłej płaszczyzny granicznej o nieznanym upadzie — F. Gassmann; Zastosowanie elektryczności do odwadniania i meljoracji gruntów drobnoziarnistych — R. Haefeli i W. Schaad. Szkodliwy wpływ mrozu i siarczanów na budowle — F. de Quervain.

Numer 4, wrzesień — październik—listopad 1946 poświęcony jest architekturze, budownictwu i gospodarczej współpracy polsko-szwajcarskiej. Szwajcarsko-polska umowa handlowa — M. Troendle i L. Grosfeld; Wymiany handlowe polsko-szwajcarskie — A. Masnata; Wypowiedź Polskiej Misji dla Handlu Zagranicznego w Szwajcarii; Szwajcarska wystawa przemysłowa w Bazylei — T. Brogle; Znaczenie mikroskopowych badań skał dla techniki budowlanej — K. Burri; Kilka uwag o materiałach budowlanych i ich zastosowaniu w Szwajcarii — W. Jegher, Przyczynek do teorii parcia i osuwania się ziemi — R. Haefeli; Nowa droga alpejska przez przełęcz Susten — K. Stamm i F. Germann; Fizjologia i higiena ogrzewania przez promieniowanie — W. von Gonzenbach; Najnowocześniejsze tunele dla pojazdów mechanicznych — M. Arendarski; Nomogramy dla wymiarowania przekrojów żelbetonowych — F. Germann; Współczesna architektura Szwajcarii — Z. Bem; Odbudowa a kwestia terenu — H. Bernoulli; Znaczenie CIAM — E. F. Burckhardt; Architektura i planowanie w skali człowieka — A. Roth; Kilka rozmów o szwajcarskim planowaniu przestrzennym — B. Garliński.

M. M.

DROGI — NOWE KSIĄŻKI

Inż. Czesław Gniewiński: „Ulice i Place — Projektowanie“, wyd. Instytutu Badawczego Budownictwa, Warszawa 1946.

Po książce inż. A. Kühnela — „Ulice“ z 1925 r., jest to dopiero druga z kolei praca w języku polskim, zajmująca się tym tematem ze stanowiska inżynierskiego. Autor rozpatruje w niej jedynie dział projektowania nie zajmując się zupełnie drugim równie ważnym działem w konstrukcji ulic, t. j. budową. Podchodzi do zagadnienia głównie pod kątem wymogów komunikacyjnych, uwzględniając przy tym jedynie rozmieszczenie przewodów podziemnych w ulicach, nie poruszając zaś całkowicie wymagających również miejsca w przekroju ulicznym objektów takich, jak kolumny, słupy, maszty, transformatory, tablice i drogowskazy. Rozważania autora dotyczą tylko 2 wymiarów — poziomych ulicy, nie rozpatruje on natomiast trzeciego, t. j. pionowego wymiaru, stanowiącego domenę architekta.

Książka dzieli się na 2 główne części, a to: pierwszą p. t. „Ulice“, oraz drugą p t. „Węzły uliczne i place“.

W części pierwszej rozpatruje autor poszczególne jednostki ruchu ulicznego, ustalając dla każdej z nich potrzebne szerokości i rozkład pasm ruchu, przy uwzględnieniu dopuszczalnych spadków podłużnych i poprzecznych ulicy. Następnie oblicza przelotność ulic dla poszczególnych rodzajów ruchu t. j. kołowego, rowerowego i pieszego.

W drugiej części obszernie omawia autor najpierw wykształcenie węzłów i skrzyżowań ulicznych, tak w jednym jak i w dwóch poziomach, a po obliczeniu ich przelotności, ustala następnie najkorzystniejsze rozwiązania. Również nie mniej miejsca poświęca on rozważaniom nad wykształceniem placów komunikacyjnych, jak i postojowych dla pojazdów prywatnych i dorożek.

W ramach sobie zakreślonych daje autor wartościową książkę nie tylko dla początkującego młodego, ale nawet dla doświadczonego już inżyniera miejskiego, który w trudniejszych rozwiązaniach może tam zawsze z pożytkiem zaglądnąć.

Inż. Franciszek Przewirski: „Nawierzchnie smołowe" — wskazówki dla liniowej służby drogowej. Wyd. księgarni St. Kamińskiego, Kraków 1946.

Jeśli ta niewielka książeczka ma dać wskazówki budowlane dla liniowej służby drogowej w dziale nawierzchni smołowych, to zadanie to spełnia ona całkowicie i bez zarzutu. Daje ona bowiem w skrócie wszystko, co o produkcji smół i ich rodzajach, oraz o typach i budowie nawierzchni smołowych, liniowa służbowa drogowa wiedzieć powinna. Omawia ona przy tym temat metodycznie i w sposób poglądowy.

Z uwagi na to, że smoła, w braku dostatecznej ilości naftowych lepiszcz bitumicznych, musi u nas obecnie znaleźć szersze zastosowanie, niż to było przed wojną, że z drugiej strony, z powodu niekorzystnych u nas dla niej warunków atmosferycznych i ruchowych, musi być smoła dokładnie poznana i fachowo stosowana — powinna książeczka ta znaleźć się wkrótce w rękach całej liniowej służby drogowej.

Marian Kamieński: „Skały użyteczne Dolnego i Górnego Śląska" — wyd. Instytutu Śląskiego, Katowice 1946.

Praca ta o niewielkich rozmiarach, ale dość wcześnie wydana, kiedy władze polskie dopiero rozwijały swą pełną działalność administracyjną na terenach zachodnich, stała się z jednej strony czynnikiem, dopomagającym władzom do poznania wartości bogactw naturalnych ziem odzyskanych, a z drugiej strony bodźcem dla przedstawicieli świata technicznego do szybkiego i sprawnego objęcia gospodarki eksploatacyjnej licznych kamieniołomów śląskich, dla dobra i rozwoju dróg, budownictwa i przemysłu.

Prof. Dr Kamieński zapoznaje nas z tymi bogatymi złożami kamienia na terenach odzyskanych. Są tam więc:

1) Skały magmowe wgłębne i wylewne, jak granity, dioryty, gabra, oraz porfiry, melafiry i bazalty, dające przede wszystkim znakomity materiał drogowy na płyty, krawężniki, kostkę i kruszywo zwykłe i szlachetne, a ponadto materiał budowlany na ciosy i okładzinę.

2) Skały metamorficzne, jak gnejsy, łupki kwarcytowe — ważne dla przemysłu hutniczego i koksowniczego, oraz serpentyny i marmury — dla przemysłu artystyczno-dekoracyjnego.

3) Skały osadowe, spośród których znajdujemy tam piaskowce, kwarcyty, wapienie i dolomity, stosowane w drogownictwie, hutnictwie, koksownictwie, oraz przemyśle chemicznym i cementowym; kaoliny i gliny ogniotrwałe — w przemyśle ceramicznym i szklarskim.

Ze stanowiska drogowego należy podkreślić, że kamieniołomy na ziemiach zachodnich mogą ilościowo wielokrotnie zastąpić utracone kamieniołomy wołyńskie, a jako takie powinny walnie przyczynić się do tego, by drogi na ziemiach starych stanęły jak najszybciej na poziomie dróg na terenach odzyskanych.

Inż. Jan Miedziński: „Technika Pracy i władanie narzędziami drogowymi" — wyd. Instytutu Badawczego Budownictwa, Warszawa 1946.

Praca powyższa, będąca drugim z kolei zeszytem wydawnictw Instytutu Bad. Bud., jest, jak podaje sam autor na końcu książki, przeróbką podręcznika niemieckiego: „Handbuch der Arbeitstechnik" Heft 1, „Arbeits- und Gerätekunde", z odpowiednimi zmianami i z oryginalnym uzupełnieniem rozdziałów VIII, IX i X. Ma ona za zadanie zapoznanie kierowników robót ze sposobami właściwego władania narzędziami ręcznymi, tej podstawy techniki pracy fizycznej — pod kątem racjonalnej organizacji pracy. Zacząwszy od omówienia właściwej pozycji człowieka przy danej pracy, poprzez prawidłowe ujmowanie i przenoszenie materiałów budowlanych, przechodzi autor do kolejnego omówienia stosowania wszystkich ręcznych narzędzi drogowych, jak łopaty, oskardy, ubijaki, noże do wycinania darni, taczki, kolejki szynowe, pompy, młoty do tłuczenia kamieni, rafy do przesiewu kruszywa i dźwigi, szczegółowo rozwijając systemy pracy, jakie należy zastosować, by osiągnąć jak najlepsze wyniki. Książka na czasie. *Inż. M. Ch.*

Dr Inż. Bronisław Bukowski: „Technologia Betonów i zapraw", część I, II, IV, wydane przez Instytut Badawczy Budownictwa w Warszawie.

Dotychczas ukazały się tom I, II i IV. Z niecierpliwością oczekujemy wydania tomu III. Dzieło to należy bezsprzecznie do najbardziej wartościowych z tej dziedziny i przewyższa wszystkie inne wydania traktujące ten temat, które ukazały się w ostatnich latach w literaturze polskiej.

Znajdujemy tu systematyczny krytyczny przegląd całokształtu prac badawczych w tej dziedzinie, opublikowanych w rozległej literaturze europejskiej.

Nie znam drugiego dzieła, traktującego tak wyczerpująco technologię betonów i zapraw, i to nie tylko w literaturze polskiej, ale ani w niemieckiej ani angielskiej jak i francuskiej. Napisanie takiej książki wymaga nie tylko wieloletnich studiów olbrzymiej literatury dotyczącej tych zagadnień, lecz również musiało być uprzedzone systematyczną pracą badawczą i bogato zebranym osobistym doświadczeniem w pracy. W dziele tym przebija duża świeżość — badawcza, i dużo włożono własnej pracy twórczej, to też posiada tę wielką przewagę nad innymi, że nie jest tylko suchym zbiorem prac ukazujących się w literaturze naszej i zagranicznej.

Mamy nadzieję, że drugie wydanie, które wnet musi się ukazać, będzie posiadać odpowiedniejszą do wartości dzieła szatę zewnętrzną. *W. Pogany*,

Wydawca: Krakowskie Towarzystwo Techniczne — Kraków, Straszewskiego 28. — Redakcja: Komisja Wydawnicza.
Adres Redakcji i Administracji: Kraków, Straszewskiego 28. — Red. odp.: Inż. Br. Kopyciński, tel. 538-82.
Prenumeratę przyjmują: Krakowskie Tow. Techniczne Kraków, Straszewskiego 28 Konto PKO Nr IV-1140 i Księgarnia St. Kamiński Kraków — Podwale 6 Konto PKO Nr IV-638.
Cena numeru podwójnego Zł 60. Prenumerata kwartalna Zł 80.
Ceny ogłoszeń: Cała strona Zł 5.000, 1/2 strony Zł 3.000, 1/4 strony Zł 1.800, 1/8 strony Zł 1.000, 1/16 strony Zł 650. Tytułowa strona okładki Zł 7.500, 1/2 tytułowej strony okładki Zł 4.000. — Bezpośrednio przed i za tekstem oraz ostatnia strona okładki o 50% więcej od zwyczajnych. Drobne ogłoszenia za wiersz jednołamowy petitowy Zł 120.

Druk Instytutu Rzem. Przemysł. Kraków, ul. Smoleńsk 9.